

INTEGRAÇÃO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA EM EDIFÍCIOS ANTIGOS — ANÁLISE DE UM CASO DE ESTUDO

JOÃO MIGUEL LÁZARO DOS SANTOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

Coorientador: Tiago Ilharco de Moura Pinho Dias

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À avó Lau

AGRADECIMENTOS

O trabalho que aqui se apresenta contou com a ajuda de muitas pessoas que, pelo seu apoio, colaboração, esclarecimento de dúvidas e sugestões merecem o agradecimento por parte do autor.

Em primeiro lugar, um especial obrigado ao meu orientador, o Professor Doutor João Miranda Guedes, pela total disponibilidade em auxiliar a realização do trabalho e pela forma entusiasmante como transmitia o conhecimento.

Aos meus colegas e amigos que concluíram a especialização em estruturas, pelo esclarecimento de dúvidas, troca de impressões e sugestões

À minha namorada, Mariana Moreia por toda a ajuda prestada durante o trabalho, principalmente o apoio sempre demonstrado quando o trabalho não corria pelo melhor.

Aos meus pais e irmão, pelo apoio incondicional ao longo destes meses e durante todo o meu percurso académico

Aos meus amigos que comigo iniciaram a vida académica, por fazerem sentir que todo o esforço e dedicação valeram a pena.

RESUMO

A madeira anda de braços dados com a humanidade desde que o homem começou a construir os seus primeiros utensílios. Um material natural que pode ser usado para inúmeras atividades, tem na construção uma utilização extremamente vasta que, abrange as mais diversas áreas que esta atividade envolve.

Em termos estruturais, a madeira apresenta-se como um dos materiais com maior relevo no edificado antigo podendo, desde que bem conservada, chegar aos dias de hoje em boas condições, após várias centenas de anos de uso.

Todavia, a crescente evolução da humanidade permitiu manufacturar materiais artificiais que, por força da sua maior fiabilidade, foram ganhando terreno à alvenaria de pedra e à madeira, votando, durante o século XX, o edificado mais antigo ao abandono e ruína.

Atualmente o paradigma mudou e para além da clara preocupação em recuperar este património edificado, as crescentes preocupações com a construção sustentável encontram na madeira um aliado para conseguir atingir estes objetivos.

Esta dissertação debruça-se sobre a madeira, a sua constituição, o seu papel nos edifícios antigos e as diversas formas em que aparece no mercado, e aplica este conhecimento na idealização e dimensionamento de uma estrutura integralmente em madeira, com o objetivo de cumprir um programa arquitetónico que pressupõe a reformulação de um edifício antigo e a sua ampliação em altura.

PALAVRAS-CHAVE: sustentabilidade, dimensionamento, estruturas de madeira, edifícios antigos, reabilitação.

ABSTRACT

Wood has been in arm with mankind since man began to build his first utensils. It's a natural material that can be used for numerous activities, and that has in the construction field an extremely wide use, covering the most diverse areas involved by this activity.

In structural terms, wood presents itself as one of the most important materials in old building, and can, if well preserved, be in good conditions, after several hundred years of use.

However, the increasing evolution of mankind allowed the manufacture of artificial materials which, by their greater reliability, during the twentieth century gained ground to stone masonry and wood, voting the oldest building to abandonment and ruin.

Nowadays the paradigm has changed and beyond the clear preoccupation in recovering this built heritage, the growing concerns with sustainable construction find in the wood an ally to reach these objectives.

This dissertation focuses on wood, its constitution, its role in the old buildings and the various forms in which it appears on the market and applies this knowledge to the creation and design of a structure entirely in wood, aiming fulfilling an architectural program that requires the rehabilitation of an old building and its enlargement in height.

KEYWORDS: sustainability, design, timber structures, old buildings, rehabilitation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. Âmbito, Enquadramento e Objetivos	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. ÂMBITO E OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
 2. Os edifícios antigos. O papel da madeira	5
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	5
2.2. COMPORTAMENTO EM CAIXA DAS CONSTRUÇÕES (<i>BOX-BEHAVIOR</i>)	5
2.3. ELEMENTOS HORIZONTAIS E ELEMENTOS VERTICAIS	6
2.3.1. ELEMENTOS VERTICAIS	6
2.3.1.1. Paredes de Alvenaria	6
2.3.1.2. Paredes de Madeira	8
2.3.2. ELEMENTOS HORIZONTAIS	9
2.3.2.1. Pavimentos	9
2.3.2.2. Coberturas	11
2.3.2.3. Ligações em asnas	12
2.4. OBSERVAÇÕES, ERROS E SOLUÇÕES	13
2.4.1. COBERTURAS	16
2.4.1.1. Degradação e reforço de asnas	16
2.5. PRINCIPAIS CONCLUSÕES	19
 3. Soluções e dimensionamento de Estruturas de madeira	21
3.1. BREVE HISTÓRIA	21
3.1.1. CARACTERÍSTICAS IMPORTANTES	21
3.1.2. DERIVADOS DE MADEIRA, AVANÇOS E NOVAS TECNOLOGIAS	22
3.1.2.1. Lamelados colados	23

3.1.2.2.	OSB	24
3.1.2.3.	CLT	25
3.2.	EUROCÓDIGO 5	26
3.2.1.	PARTICULARIDADES	27
3.2.1.1.	Propriedades físicas e mecânicas da madeira	27
3.2.2.	DIMENSIONAMENTO.....	28
3.2.2.1.	Princípios de dimensionamento.....	28
3.2.2.2.	Fatores que influenciam a resistência da madeira	29
3.2.3.	RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS	29
3.2.3.1.	k_{mod}	30
3.2.3.2.	k_{def}	31
3.2.3.3.	K_h	32
3.2.3.4.	k_{sys}	33
3.2.4.	ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS.....	33
3.2.4.1.	Compressão e tração	33
3.2.4.2.	Flexão	35
3.2.4.3.	Corte	37
3.2.4.4.	Torção.....	37
3.2.4.5.	Dimensionamento de membros esbeltos	38
3.2.5.	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	39
3.2.5.1.	Deformações.....	39
3.2.5.2.	Vibrações	40
3.2.5.3.	Ligações.....	40
3.2.5.4.	Teoria de Johansen	41

4. Caso de Estudo, Estrutura e Opções Tomadas 43

4.1.	APRESENTAÇÃO GERAL-CASO DE ESTUDO	43
4.1.1.	CASA DO PORTO.....	44
4.2.	REQUISITOS REGULAMENTARES	44
4.3.	OPÇÕES ESTRUTURAIS E DE MODELAÇÃO	45
4.3.1.	BREVE APRESENTAÇÃO E CONSIDERAÇÕES PRINCIPAIS.....	46
4.3.2.	MODELAÇÃO.....	47
4.3.3.	ALVENARIA	47

4.3.4.	PAREDES DE MADEIRA.....	48
4.3.4.1.	Opções a considerar	48
4.3.4.2.	Solução final	49
4.4.	PAVIMENTOS	49
4.4.1.	PRÉ DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO	49
4.4.1.1.	Solução obtida.....	51
4.4.2.	CAIXA DE ESCADAS.....	52
4.4.2.1.	Cadeias e vigas que suportam as cadeias.....	52
4.4.2.2.	Vigas das escadas	52
4.4.3.	ESTRUTURA DA COBERTURA	53
4.5.	AÇÕES A CONSIDERAR.	54
4.5.1.	PERMANENTES	54
4.5.2.	SOBRECARGAS.....	55
4.5.3.	VENTO	56
4.5.4.	SISMO	59

5.	Análise de Resultados	61
5.1.	PAVIMENTO	63
5.1.1.	VIGAS	63
5.1.1.1.	Estado limite último	63
5.1.1.2.	Estado limite de serviço.....	66
5.1.2.	SOALHO	68
5.2.	CAIXA DE ESCADAS	70
5.2.1.	VIGAS DAS ESCADAS	70
5.2.1.1.	Estado limite último	70
5.2.1.2.	Estado limite serviço.....	72
5.2.2.	CADEIAS E VIGAS QUE SUPORTAM AS CADEIAS.....	73
5.2.2.1.	Estado limite último	73
5.2.2.2.	Estado limite de serviço.....	76
5.3.	VIGAS DE DISTRIBUIÇÃO SOBRE OS PRUMOS QUE RECEBEM A CARGA DOS PISOS	76
5.3.1.1.	Estado limite último	76
5.3.1.2.	Estado limite de serviço.....	78
5.4.	RESULTADOS PARA A COBERTURA	79

5.4.1.	ASNAS.....	79
5.4.1.1.	Estado limite último.....	79
5.4.2.	MADRES	81
5.4.2.1.	Estado limite último.....	81
5.5.	PAREDES DE MADEIRA	83
5.5.1.	PAREDES LONGITUDINAIS	84
5.5.1.1.	Prumos primeiro piso/ segundo piso	84
5.5.1.2.	Estado limite último.....	84
5.5.1.3.	Prumos terceiro piso	86
5.5.1.4.	Estado limite último.....	86
5.5.1.5.	Prumos quarto piso.....	87
5.5.1.6.	Estado limite último.....	88
5.5.2.	PAREDES TRANSVERSAIS.....	90
5.5.2.1.	Elementos das paredes do primeiro piso	90
5.5.2.2.	Estado limite último.....	91
5.5.2.3.	Elementos das paredes do segundo piso	92
5.5.2.4.	Estado limite último.....	92
5.5.2.5.	Elementos das paredes do terceiro piso	93
5.5.2.6.	Estado limite último.....	93
5.6.	ALVENARIA	95

6. Considerações Finais..... 97

6.1.	TRABALHO DESENVOLVIDO.....	97
------	----------------------------	----

6.2.	TRABALHOS A DESENVOLVER	98
------	-------------------------------	----

Referências Bibliográficas

Anexos

Anexo 1

Anexo 2

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Exemplos de reforço de alvenaria com elementos de madeira - adaptado de (Touliatos, 2005)	7
Figura 2.2 - Configuração da ancoragem - adaptado de (Araújo, Oliveira e Lourenço, 2014).....	9
Figura 2.3 - Solução de ligação das vigas às paredes de alvenaria – adaptado de (Segurado, 1942) .	9
Figura 2.4 - Múltiplas alternativas de ligações entre as vigas de madeira e as paredes de alvenaria - adaptado de (Ortega, Vasconcelos e Correia, 2015)	10
Figura 2.5 - Várias alternativas para ligar os pavimentos as paredes paralelas ao sentido das vigas - alvenaria - adaptado de (Ortega, Vasconcelos e Correia, 2015).....	11
Figura 2.6 - Constituição de uma asna simples – adaptado de (Branco e Lourenço, 2014).....	11
Figura 2.7 - Constituição de uma asna mais complexa – adaptado de (Branco e Lourenço, 2014)	11
Figura 2.8 - Representação dos modelos referidos no paragrafo - adaptado de (Branco e Tomasi, 2014)	12
Figura 2.9 - Representação gráfica de soluções discutidas – adaptado de (Brignola, Podestà e Pampanin, 2008)	15
Figura 2.10 - Elementos de ligação entre o diafragma e a parede de alvenaria - adaptado de (Piazza, Baldessari e Tomasi, 2008).....	15
Figura 2.11 - Esquema dos ligadores utilizados nos testes adaptado de (Branco, 2008).....	16
Figura 2.12 - Representação gráfica da solução descrita – adaptada de (Giuriani e Marini, 2008)	17
Figura 2.13 - Pormenorização da ancoragem – adaptado de (Giuriani e Marini, 2008).....	17
Figura 2.14 - Esquema da solução - adaptado de (Giuriani e Marini, 2008)	18
Figura 2.15 - Representação da configuração da solução – adaptado de (Giuriani e Marini, 2008) ...	19
Figura 3.1 - Exemplos de novas construções realizadas com madeira, <i>Stihl Treetop Walkway</i>	22
(www.trada.co.uk)	22
Figura 3.2 - Pormenores construtivos do edifício "Tamedia", na Suíça (www.diedrica.com ; www.archdaily.com ; za.pinterest.com).....	23
Figura 3.3 - Cobertura do Pavilhão Atlântico realizada com lamelados colados (www.reginocruz.com)	24
Figura 3.4- Construção com paredes realizadas em CLT (www.crosslamtimber.com.au).....	25
Figura 3.5 - Representação da solução com "X-brackets" - adaptado de (Scotta <i>et al.</i> , 2016)	26
Figura 3.6 - Metodologia de cálculo de Estruturas de Madeira - adaptado de (Faria e Negrão, 2009)	27
Figura 3.7 - Representação esquemática dos eixos principais de uma peça de madeira – adaptado de (SWEDISH WOOD, 2016).....	33
Figura 3.8 - Gráfico tensão-extensão da madeira sujeita a tração na direção do fio.- adaptado de (SWEDISH WOOD, 2016).....	33

Figura 3.9 - Gráfico tensão-extensão da madeira sujeita a compressão na direção do fio – adaptado de (SWEDISH WOOD, 2016)	34
Figura 3.10 - Componentes da deformação segundo EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014)	39
Figura 3.11 - Primeiro modo de rotura – adaptado de (Larsen, 1992).....	42
Figura 3.12 - Segundo modo de rotura – adaptado de (Larsen, 1992).....	42
Figura 3.13 - Terceiro modo de rotura – adaptado de (Larsen, 1992).....	42
Figura 4.1 - Edifício original - fotografia do autor	43
Figura 4.2 - Representação do edifício, fachada e tardoz - adaptado dos documentos fornecidos por NCREP	45
Figura 4.3 - Plantas dos diferentes pisos do edifício, da esquerda para a direita: rés-do-chão, 1º piso, 2º piso, 3º piso, 4º piso - adaptado dos documentos fornecidos pelo NCREP	46
Figura 4.4 - Cortes do edifício - adaptado dos documentos fornecidos por NCREP	47
Figura 4.5 - Representação de uma parede tipo - adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i> ..	49
Figura 4.6 - Exemplo de uma parede transversal - <i>ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	49
Figura 4.7 - Diagrama de Momentos Fletores para uma viga solicitada com uma carga de 1kN/m – adaptado de <i>ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	51
Figura 4.8 - Representação de um pavimento tipo - adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	52
Figura 4.9 - Exemplo de uma cadeia pelo <i>ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	52
Figura 4.10 - Representação da cobertura e posição das asnas - adaptado de <i>ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	53
Figura 4.11 - Representação da asna - adaptado de <i>ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	53
Figura 4.12 - Planta da cobertura com as divisões efetuadas. Da direita para a esquerda:	57
duas vertentes, três vertentes, uma vertente	57
Figura 4.13 - Planta do edifício com as direções do vento	57
Figura 4.14 - Pressão exercida pelo vento segundo a direção “x-” - adaptado do <i>ROBOT STRUCUTRAL ANALISYS</i>	58
Figura 4.15 - Pressão exercida pelo vento segundo a direção “y-“ - adaptado do <i>ROBOT STRUCUTRAL ANALISYS</i>	59
Figura 4.16 - 1º Modo de vibração, segundo a direção x - adaptado do <i>ROBOT STRUCUTRAL ANALISYS</i>	59
Figura 4.17 - 5º Modo de vibração, segundo a direção y adaptado do <i>ROBOT STRUCUTRAL ANALISYS</i>	60
Figura 5.1 - Viga cujos esforços se analisam (V1 e V2), vista em perspetiva – adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	63

Figura 5.2 - Modelo do ligador- adaptado do Catálogo da <i>Simpson Strong-tie</i> (Simpson Strong-Tie, 2016)	65
Figura 5.3 - Modelo da ancoragem - adaptado do catálogo da Simpson Strong-tie (Simpson Strong-Tie, 2016)	65
Figura 5.4 - Diagramas de momentos.....	69
Figura 5.5 - Deformada do soalho, de cima para baixo, corte longitudinal, corte transversal e perspetiva	69
Figura 5.6 - Vigas cujos esforços de verificam (V1 e V2), vista em perspetiva – adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	70
Figura 5.7 - Modelo do ligador - adaptado do catálogo da Simpson Strong- tie (Simpson Strong-Tie, 2016)	72
Figura 5.8 - Vigas cujos esforços se verificam (V1, V2 e V3), vista em perspetiva – adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	73
Figura 5.9 - Ligador para cadeias - adaptado do catálogo da <i>Simpson Strong-tie</i> (Simpson Strong-Tie, 2016)	75
Figura 5.10 - Barras cujos esforços se verificaram (P1, P2, P3 e P4), vista em alçado – adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	80
Figura 5.11 - Elementos cujos esforços se verificam (V1 e V2), vista em perspetiva – adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	81
Figura 5.12 - Modelo do ligador - adaptado do catálogo da <i>Simpson Strong-tie</i> (Simpson Strong-Tie, 2016)	83
Figura 5.13 - Barras cujos esforços se verificaram (P1, P2 e P3), vista em perspetiva – adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	84
Figura 5.14 - Barras cujos esforços se verificam (P1, P2 e P3), vista em perspetiva – adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	86
Figura 5.15 - Barras cujos esforços se verificam (P1 e P2), vista em perspetiva – adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	88
Figura 5.16 - Modelo dos ligadores. Em cima ligação alvenaria-madeira. Em baixo ligação entre elementos de madeira- adaptado do catálogo da <i>Simpson Strong-tie</i> (Simpson Strong-Tie, 2016) ...	90
Figura 5.17 - Modelo de ligação - adaptado do catálogo da <i>Simpson Strong-tie</i> (Simpson Strong-Tie, 2016)	90
Figura 5.18 - Representação da alvenaria e do contorno para a verificação, vista em perspetiva - adaptado do <i>ROBOT STRUCTURAL ANALISYS</i>	96

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1- k_{mod} segundo EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) - adaptado de (Faria e Negrão, 2009) ...	31
Tabela 3.2- k_{def} segundo EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) - adaptado de (Faria e Negrão, 2009)	32
segundo	32
Tabela 3.3 - Quadro comparativo para diferentes diagramas de momentos - adaptado do EC5(NP EN 1995: 2004, 2014)	36
Tabela 3.4 - Valores limite para deformações na viga -adaptado do EC5(NP EN 1995: 2004, 2014). ..	40
Tabela 4.1- Propriedades mecânicas dos ensaios de compressão nos painéis de alvenaria – adaptado (Almeida, 2013)	48
Tabela 4.2 - Valores considerados para representar as características principais das paredes	48
Tabela 4.3 - Tabelas Técnicas do IST - viga bi-encastada (IST - Instituto Superior Técnico, 1992) ..	50
Tabela 4.4 - Momentos sobre o apoio para diversas situações	51
Tabela 4.5 - Resumo das cargas permanentes consideradas para o cálculo	55
Tabela 4.6 - Resumo das sobrecargas consideradas – adaptado de EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009) ..	56
Tabela 4.7- Resumo do número de casos considerados para cada cobertura e paredes	58
Tabela 5.1 - Valores de resistência do GL24h	61
Tabela 5.2 - Rigidez e características físicas do GL24h	62
Tabela 5.3 - Características do GL24h comuns todas as verificações efetuadas	62
Tabela 5.4- Características das vigas de pavimento	63
Tabela 5.5 - Esforços nas barras a verificar: vigas pavimento	63
Tabela 5.6 - Tensões de Cálculo	64
Tabela 5.7 - Tensões de Cálculo	64
Tabela 5.8 - Verificação do bambeamento	64
Tabela 5.9 - Verificação ao corte	64
Tabela 5.10 - Características do modelo SAE500/100/2	65
Tabela 5.11 - Características do modelo HTT5	65
Tabela 5.12 - Cálculo da resistência ao esmagamento de uma viga de pavimento	66
Tabela 5.13 - Cálculo da frequência de vibração.....	66
Tabela 5.14 - Propriedades do soalho	66
Tabela 5.15 - Verificação da velocidade	66
Tabela 5.16 - Cálculo da frequência de vibração.....	67
Tabela 5.17 - Deformações para o vão de 5,45m.....	67

Tabela 5.18 - Deformações para o vão de 5,45m, na zona do primeiro piso onde se apoiam as paredes.....	67
Tabela 5.19-Percentagem de carga que as vigas recebem – adaptado de (Dias, 2008).....	68
Tabela 5.20 - Variação da percentagem de carga absorvida pelas vigas	69
Tabela 5.21- Características das vigas das escadas	70
Tabela 5.22 - Esforços nas barras a verificar vigas das escadas	70
Tabela 5.23 - Tensões de cálculo	71
Tabela 5.24 - Tensões de Cálculo.....	71
Tabela 5.25 - Verificação do bambeamento.....	71
Tabela 5.26 - Verificação ao corte.....	71
Tabela 5.27 - Características do modelo SPR100/300	72
Tabela 5.28 - Verificação da resistência ao esmagamento sobre o apoio	72
Tabela 5.29 - Deformações para as vigas das escadas, vão =4,55m	72
Tabela 5.30 - Propriedades das vigas das escadas	73
Tabela 5.31 - Esforços nas barras a verificar vigas das escadas	73
Tabela 5.32 - Tensões de cálculo	74
Tabela 5.33 - Tensões de Cálculo.....	74
Tabela 5.34 - Verificação do bambeamento.....	74
Tabela 5.35 - Verificação ao corte.....	74
Tabela 5.36 - Verificação da resistência à torção	75
Tabela 5.37 - Características do modelo SAE500/100/2	75
Tabela 5.38 - Cálculo da resistência ao esmagamento	75
Tabela 5.39 - Deformações para as vigas das escadas, comprimento= 5,45 m	76
Tabela 5.40 - Propriedades das vigas das escadas	76
Tabela 5.41 - Esforços nas barras a verificar vigas das escadas	76
Tabela 5.42 - Tensões de cálculo	77
Tabela 5.43 - Tensões de Cálculo.....	77
Tabela 5.44 - Verificação do bambeamento.....	77
Tabela 5.45 - Verificação ao corte.....	77
Tabela 5.46 - Verificação da resistência à torção	78
Tabela 5.47 - Verificação da resistência ao esmagamento	78
Tabela 5.48 - Deformações para as vigas de distribuição, vão= 0,6 m	78
Tabela 5.49 - Características das barras: elementos da asna.....	79

Tabela 5.50 - Esforços para verificação.....	79
Tabela 5.51 - Tensões de cálculo	80
Tabela 5.52 - Tensões de Cálculo	80
Tabela 5.53 - Verificação da resistência à encurvadura	80
Tabela 5.54 - Verificação da resistência ao corte	81
Tabela 5.55 - Características das barras: Asnas	81
Tabela 5.56 - Esforços nas barras a verificar vigas das escadas.....	81
Tabela 5.57 - Tensões de cálculo	82
Tabela 5.58 - Tensões de Cálculo	82
Tabela 5.59 - Verificação do bambeamento	82
Tabela 5.60 - Verificação ao corte	82
Tabela 5.61 - Características do modelo SAE380/100/2.....	83
Tabela 5.62 - Características do modelo SPR100/300.....	83
Tabela 5.63 - Verificação da resistência ao esmagamento	83
Tabela 5.64 - Seções dos elementos das paredes.....	84
Tabela 5.65 - Características dos prumos	84
Tabela 5.66 - Esforços para verificação.....	84
Tabela 5.67 - Tensões de cálculo	85
Tabela 5.68 - Tensões de Cálculo	85
Tabela 5.69 - Verificação da resistência à encurvadura.....	85
Tabela 5.70 - Verificação da resistência ao corte	85
Tabela 5.71 - Características dos prumos	86
Tabela 5.72 - Esforços para verificação.....	86
Tabela 5.73 - Tensões de cálculo	87
Tabela 5.74 - Tensões de Cálculo	87
Tabela 5.75 - Verificação da resistência à encurvadura.....	87
Tabela 5.76 - Verificação da resistência ao corte	87
Tabela 5.77 - Características dos prumos	88
Tabela 5.78 - Esforços para verificação.....	88
Tabela 5.79 - Tensões de cálculo	88
Tabela 5.80 - Tensões de Cálculo	89
Tabela 5.81 - Verificação da resistência à encurvadura.....	89
Tabela 5.82 - Verificação da resistência ao corte	89

Tabela 5.83 - Características do modelo E6/2,5	90
Tabela 5.84 - Características das barras	90
Tabela 5.85 - Esforços para verificação	91
Tabela 5.86 - Tensões de cálculo	91
Tabela 5.87 - Tensões de Cálculo.....	91
Tabela 5.88 - Verificação da resistência ao corte	92
Tabela 5.89 - Características das barras	92
Tabela 5.90 - Esforços para verificação	92
Tabela 5.91 - Tensões de cálculo	93
Tabela 5.92 - Tensões de Cálculo.....	93
Tabela 5.93 - Verificação da resistência ao corte	93
Tabela 5.94 - Características das barras	93
Tabela 5.95 - Esforços para verificação	94
Tabela 5.96 - Tensões de cálculo	94
Tabela 5.97 - Tensões de Cálculo.....	94
Tabela 5.98 - Verificação da resistência à encurvadura	95
Tabela 5.99 - Verificação da resistência ao corte	95
Tabela 5.100 - Cálculo da carga sobre a parede de alvenaria	95
Tabela 6.1 - Modos de Vibração mais relevantes	110

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

CEN - Comité Europeu de Normalização

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 - Eurocódigo 1

EC5 - Eurocódigo 5

EC8 - Eurocódigo 8

EUA - Estados Unidos da América

ICOMOS – International Council of Monuments and Sites

INE- Instituto Nacional de Estatística

NIKER – New Integrated Knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from Earthquake – Induced Risk

MDF - Medium Density Fireboard

OSB - Oriented Strand Board

CLT - Cross Laminated Timber

PSL - Parallel Strand Timber

LSL - Laminated Strand Timber

LVL - Laminated Veneer Lumber

FRP – Fibre-reinforced plastic

NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.

EXPO 98 – Exposição Mundial de 1998

d – Largura da seção

E_d – Modulo de elasticidade de cálculo

E_{mean} – Valor medio do modulo de elasticidade

$E_{mean,fin}$ - Valor medio final do modulo de elasticidade

$E_{0,05}$ – Quinto percentil do modulo de elasticidade

$f_{m,k}$ – Tensão característica à flexão

$f_{t,0,k}$ – Tensão característica à tração paralela às fibras

$f_{t,90,k}$ – Tensão característica à tração perpendicular às fibras

$f_{c,0,k}$ – Tensão característica à compressão paralela às fibras

$f_{c,90,k}$ – Tensão característica à compressão paralela às fibras

$f_{v,k}$ – Tensão característica ao corte

- $f_{v,k}$ – Tensão característica à torção
- $f_{m,y,d}$ – Valor de cálculo da tensão de rotura à flexão segundo y
- $f_{m,z,d}$ – Valor de cálculo da tensão de rotura à flexão segundo z
- $f_{t,0,d}$ – Tensão de cálculo de rotura à tração paralela às fibras
- $f_{t,90,d}$ – Tensão de cálculo de rotura à tração perpendicular às fibras
- $f_{c,0,d}$ – Tensão de cálculo de rotura à compressão paralela às fibras
- $f_{c,90,d}$ – Tensão de cálculo de rotura à compressão perpendicular às fibras
- $f_{v,d}$ – Tensão de cálculo de rotura ao corte
- $f_{v,d}$ – Tensão de cálculo de rotura por torção
- f_1 – Frequência fundamental
- G_{mean} – Valor medio do modo de distorção
- $G_{mean,fin}$ – Valor medio final do modulo de distorção
- $G_{0,05}$ – Quinto percentil do modulo de distorção
- $G_{k,j}$ – Valor característico das ações permanentes
- h – Altura da seção
- i – Raio de giração
- I_y – Inercia segundo o eixo y
- I_z – Inercia segundo o eixo z
- K_{ser} – Modulo de deslizamento
- $K_{ser,fin}$ – Modulo de deslizamento final
- k_{crit} – Coeficiente de bambeamento
- k_{def} – Fator de deformabilidade
- k_h – Fator de altura
- k_m – Fator que introduz a influência da redistribuição em peças fletidas
- k_{shape} – Fator que depende da forma da seção
- $k_{c,90}$ – Fator que tem em conta a configuração da solicitação e o grau de deformação.
- k_{sys} – Fator de força do sistema
- l – Comprimento/vão
- l_{ef} – Comprimento efetivo
- n_{40} – Número de modos de 1ª ordem com frequência natural superior a 40 Hz
- m' – Relação entre o vão real o vão efetivo em função das condições de apoio e das solicitações
- R_d – Valor de cálculo da resistência
- R_k – Valor característico da resistência

$Q_{k,j}$ – Valor característico das ações variáveis

α – coeficiente dependente do rácio entre h e b para o cálculo da torção

β – coeficiente dependente do rácio entre h e b para o cálculo da torção

$\sigma_{c,d}$ – Tensão atuante de cálculo de compressão

$\sigma_{m,d}$ – Tensão atuante de cálculo de flexão

$\sigma_{m,crit}$ – Tensão critica de flexão

$\sigma_{m,d,y}$ – Tensão atuante de cálculo de flexão segundo y

$\sigma_{m,d,z}$ – Tensão atuante de cálculo de flexão segundo z

τ_d – Tensão atuante de corte de cálculo

τ_d – Tensão atuante de corte por torção de cálculo

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis

$\Psi_{0,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

$\Psi_{1,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável

$\Psi_{2,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor-quase permanente de uma ação variável

“+” – “combinado com”

$(EI)_l$ – Rigidez do pavimento relativamente as vigas

$(EI)_b$ – Rigidez do pavimento relativamente ao soalho

v – Velocidade de resposta do impulso unitário

Y_m – Fator parcial

ξ – Coeficiente de amortecimento

λ – Esbelteza

$\lambda_{rel,m}$ – Esbelteza relativa

ρ_k – Densidade característica

ρ_m – Densidade média

1.

ÂMBITO, ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS

1.1. ENQUADRAMENTO

A madeira possui um grande potencial como material construtivo. As características naturais e a diversidade de espécies permitem o seu uso em diversas áreas. Não se deve ignorar que foi graças a este material que Portugal atingiu o auge da sua história, conquistando o mar além-fronteiras.

Na engenharia civil a madeira tem uma grande aplicabilidade. Usada como revestimento arquitetónico, ou como estrutura resistente, o leque de possibilidades é abrangente. Todavia existe um desconhecimento por parte da população em geral sobre este material, sendo frequentemente considerado como um material pouco durável e fiável e que, com as possibilidades construtivas que existem atualmente, é preferível o uso de outros que consideram cumprir melhor as exigências em detrimento da madeira, desinvestindo neste material e levando à perda do conhecimento adquirido durante séculos (Branco, 2012).

Este desconhecimento surge essencialmente no último século. Antes disso, a grande maioria dos edifícios construídos tinham a madeira como material estrutural constituinte. Hoje em dia o material de construção mais difundido é o betão armado. O início da utilização/ estudo do betão dá-se em meados do século XIX (Appleton, 2005) e o betão armado ganha importância e força nos finais deste mesmo século, início do século XX, chegando aos dias de hoje como um material altamente desenvolvido e estudado com grandes inovações e o mais utilizado em Portugal ao contrário da madeira que em março de 2011, segundo dados do INE ocupava apenas 5% do mercado português, dominado pelas soluções de betão.

Todavia em 2013, dados sugeriam que Portugal, acompanhando a tendência europeia, tem mostrado evolução no setor, impulsionado por medidas que incentivam a construção alternativa, nomeadamente com recurso à madeira (Branco, 2013).

Esta tendência apoia-se na crescente procura por soluções inovadoras e sustentáveis, do ponto de vista ambiental e económico.

Neste sentido, a madeira pode com certeza vir a ser um material com muito mais impacto no futuro. Já se venceram muitas barreiras físicas que se julgavam impossíveis para um material como a madeira, e um investimento continuado neste material vai permitir que muitos mais feitos sejam alcançados.

1.2. ÂMBITO E OBJETIVOS

O objetivo da dissertação é, em poucas palavras, adquirir um maior conhecimento sobre um material que, apesar de fazer parte da construção desde que a humanidade começou a pensar em novas formas de se ter um abrigo, foi progressivamente abandonado como material com potencial estrutural.

Deste modo, a vontade de conhecer as especificações, características, inovações, aplicações e história da madeira foram o grande mote para a dissertação. Esta vontade, aliada ao interesse em estudar edifícios antigos e a forma como a madeira se inseriu e se pode inserir nestes edifícios, constitui o objetivo principal deste trabalho. Aliás, a opção pela edificação antiga integra-se no novo paradigma que a construção vive nos dias de hoje: a reabilitação do edificado.

A reabilitação dos edifícios é essencial. Não só as construções consideradas monumentos históricos devem ser alvo deste tipo de ações. A reabilitação dos edifícios antigos permite manter viva a memória e cultura passada, em particular a identidade característica de um local. O ICOMOS na carta de Veneza de 1964, (Sociomuseologia, 1999) define:

Art.º 1 - O conceito de monumento histórico engloba, não só as criações arquitetónicas isoladamente, mas também os sítios, urbanos ou rurais, nos quais sejam patentes os testemunhos de uma civilização particular, de uma fase significativa da evolução ou do progresso, ou algum acontecimento histórico. Este conceito é aplicável, quer às grandes criações, quer às realizações mais modestas que tenham adquirido significado cultural com o passar do tempo.

Neste sentido é sensato antes de intervir, conhecer as técnicas utilizadas nas construções originais e perceber se é possível manter o que existe, adequando a intervenção e evitando, sempre que possível e economicamente viável, a demolição do todo ou de partes dos edifícios. O ICOMOS no documento *Recomendações para Análise, conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitetónico*, (ICOMOS, 2004), faz considerações que vão precisamente no sentido de alertar para esta problemática:

Art.º 1.6º A especificidade das estruturas do património, com a sua história complexa, requer a organização de estudos e propostas em fases semelhantes às que são utilizadas em medicina. Anamnese, diagnóstico, terapia e controlo correspondem, respetivamente, à análise da informação histórica, identificação das causas de danos e degradações, seleção das ações de consolidação e controlo da eficácia das intervenções. De forma a assegurar a eficiência da utilização dos meios disponíveis e o impacto mínimo no património arquitetónico, é muitas vezes necessário repetir estas fases num processo iterativo.

Tendo em conta este aspeto de preservação, são vários os autores que se tem debruçado sobre técnicas de reforço efetivo, que importam conhecer e analisar ainda no âmbito da dissertação.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação divide-se em 6 capítulos. Como o título do trabalho dá a entender, “Integração de Estruturas de Madeira em Edifícios Antigos – Análise de um Caso de Estudo”, este trabalho implica o conhecimento sobre o comportamento e constituição dos edifícios antigos e das principais propriedades da madeira, para depois colocar este conhecimento em prática na análise e definição de um caso de estudo.

O 2º capítulo faz uma descrição do sistema estrutural mais comum nos edifícios antigos e que se adapta ao caso em estudo no 4º capítulo. É explicado o funcionamento dos diferentes elementos que constituem estes edifícios, nomeadamente das paredes de alvenaria e dos elementos de madeira: paredes,

pavimentos e coberturas, e a contribuição que cada um tem para um comportamento global deste tipo de estruturas

Para cada um destes, registam-se as principais fragilidades e como é que os engenheiros civis estão a trabalhar para fazer face a estes problemas de forma a dotar os edifícios de um melhor comportamento face às ações gravíticas e sísmicas, e/ ou de uma maior capacidade resistente.

No 3º capítulo são apresentados alguns exemplos das várias aplicações da madeira e dos seus derivados. Segue-se uma descrição dos principais princípios de cálculo presentes no eurocódigo 5. Apesar do principal foco da tese ser sobre edifícios antigos, a inserção deste capítulo é necessária do ponto de vista prático da reabilitação de edifícios, uma vez que, apesar do esforço que deve ser feito para manter a estrutural original, há muitos casos em que a degradação atingiu um grau que não se coaduna com a manutenção da estrutura original, ou exige o seu reforço. Todas as estruturas novas a incluir devem ser dimensionadas tendo em conta os regulamentos em vigor.

O 4º capítulo apresenta o caso de estudo, procurando especificar as características e situar o edifício na típica casa burguesa do Porto, importante para perceber as principais particularidades destas habitações típicas. Tem espaço ainda para refletir sobre as principais preocupações durante a modelação computacional do edifício em termos estruturais com descrição das opções tomadas, simplificações efetuadas e artifícios de modelação que foram tidos em conta para procurar aproximar o modelo numérico o mais próximo da realidade. Para finalizar, são apresentadas as ações que se consideraram no dimensionamento e a forma como foram aplicadas na estrutura, de acordo com o estipulado nos eurocódigos.

No 5º capítulo, são analisados os resultados obtidos. Neste capítulo, para além das verificações regulamentares que são efetuadas de acordo com o EC5, são analisados os resultados que se obtiveram para os elementos mais solicitados e indicados alguns tipos de ligações que se podem usar e que estão disponíveis no mercado. Para terminar este capítulo, comenta-se a influência de elementos que não foram modelados, mas que existem na realidade e afetam o comportamento da estrutura

Finalmente, para terminar, o 6º e último capítulo apresenta uma reflexão sobre as principais conclusões que se obtiveram e de algumas sugestões que pode ser feito ainda sobre este tema, mas que não foi abordado nesta dissertação.

2.

OS EDIFÍCIOS ANTIGOS. O PAPEL DA MADEIRA.

2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

A madeira acompanha a humanidade desde os seus primórdios. A falta de conhecimento e o fácil acesso aos materiais naturais fizeram com que, juntamente com a pedra, a terra ou a argila, a madeira tivesse um lugar de destaque na construção. Um pouco por todo o globo observa-se a sua importância através da existência de diversos sistemas construtivos e edificações onde este material se insere.

A crescente opção por outro tipo de materiais no último século fez com que este material fosse progressivamente abandonado como material estrutural e substituído por materiais mais contemporâneos nas construções novas. Infelizmente, este abandono e substituição teve lugar também em obras de reabilitação de edifícios antigos, onde a madeira tem um papel estrutural primordial. Nestes casos, a não conservação/ manutenção destes elementos e a sua substituição por materiais com outras características pode ter um forte impacto negativo no comportamento destes edifícios, sendo certo que inevitavelmente se perde a herança histórica, cultural, técnica e material deixada pelos nossos antepassados.

É por isso importante valorizar estas construções, integrando os materiais e as técnicas construtivas originais nos processos de reabilitação, contribuindo também deste modo para intervenções melhor sustentadas, onde a manutenção dos materiais e elementos estruturais deve ser, sempre que possível, o principal objetivo.

Nos pontos seguintes descreve-se o comportamento destas tipologias construtivas e de formas de intervenção tendentes a melhorar esse comportamento. Como se verá, grande parte das referências indicadas correspondem a trabalhos desenvolvidos no âmbito da resposta dos edifícios às ações sísmicas. De facto, esta é a solicitação que maior impacto exerce sobre estas estruturas, sendo os estudos nesta área responsáveis pela grande maioria dos desenvolvimentos neste domínio, quer ao nível da compreensão do comportamento estrutural, quer de formas de intervenção, tendentes a tornar estas estruturas menos vulneráveis, não só às ações sísmicas, como às ações em geral.

2.2. COMPORTAMENTO EM CAIXA DAS CONSTRUÇÕES (*BOX-BEHAVIOR*)

A versatilidade da madeira permite que seja usada para resistir a uma grande variedade de esforços; no entanto também possui desvantagens que levaram a que ao longo dos tempos fosse associado a outros materiais que colmatavam algumas debilidades da madeira, nomeadamente à alvenaria. Madeira e

alvenaria foram abundantemente utilizados no passado como elementos resistentes a cargas verticais, cabendo a cada um destes materiais papéis distintos: a alvenaria era usada nas paredes principais, ou seja, onde se exigia maior capacidade portante, nomeadamente nas paredes exteriores, e a madeira na construção dos pavimentos, das paredes divisórias, em particular interiores, e nas coberturas.

A percepção de que as cargas gravíticas não constituíam a globalidade dos esforços a que um edifício podia estar sujeito, fez com que tivessem surgido diversas soluções para combater a instabilidade provocada pelos carregamentos horizontais, nomeadamente do vento e dos sismos. É em particular através do efeito destas últimas ações sobre os edifícios que se chega à ideia do comportamento em caixa, ou seja, à necessidade de dotar os edifícios de um conjunto de características que permitam que funcione como uma caixa fechada no topo. Este comportamento implica que os edifícios sejam dotados de elementos resistentes verticais nas duas direções horizontais, bem ligados entre si nos cantos e que a estrutura dos pisos e da cobertura seja utilizada como elemento de contenção e travamento das paredes, para que a edificação seja capaz de garantir uma boa distribuição de esforços por toda a estrutura e possa funcionar como um corpo único tridimensional (Touliatos, 2005). Em termos simplistas pode-se então pensar numa caixa que, quando completamente fechada e com os lados bem ligados, apresenta uma boa rigidez e capacidade resistente, que é substancialmente reduzida no caso de faltar algumas das suas faces ou a sua tampa/ cobertura

Garantir uma boa distribuição de esforços é por isso essencial para assegurar a estabilidade estrutural de uma edificação e, conseqüentemente, evitar a ocorrência de qualquer tipo de mecanismos de rotura. No entanto, para além da garantia do bom comportamento global, é também necessário assegurar o eficaz comportamento de cada elemento que o constitui e das ligações que associam todos estes elementos singulares (Giuriani e Marini, 2008). Estes assuntos são detalhados na secção seguinte.

2.3. ELEMENTOS HORIZONTAIS E ELEMENTOS VERTICAIS

2.3.1. Elementos verticais

2.3.1.1. Paredes de Alvenaria

A alvenaria é constituída pela associação/ sobreposição de elementos resistentes que podem ter entre si um ligante ou não. O material usado tinha diferentes origens, formas e dimensões, dependendo da função que se pretendia para a parede que se construía (Almeida, 2013).

Nos primórdios da construção, as paredes de alvenaria eram erigidas com os materiais disponíveis na zona e seguiam as tradições locais. Daí ser comum ver diferentes formas e materiais nas diferentes geografias. Dentro do território português o caso é semelhante, existindo uma variedade imensa de materiais nas alvenarias de norte a sul do país, como por exemplo o granito e xisto no norte do país, e o calcário e a terra no centro e sul do país.

Esta grande variabilidade de materiais e técnicas que recorriam ao saber empírico, passado de geração em geração, torna a tarefa de tentar caracterizar a alvenaria de uma forma geral unificada, uma tarefa muito difícil (Quelhas *et al.*, 2014).

Em termos estruturais, as alvenarias eram preparadas para receber essencialmente cargas verticais gravíticas, função que cumprem com excelência, uma vez que os materiais que compõem estas estruturas têm grande capacidade para resistir a esforços de compressão. Todavia, este tipo de estruturas tem uma muito baixa capacidade resistente quando submetido a esforços de tração, especialmente, e no caso das

paredes, quando a solicitação ocorre na direção perpendicular ao seu plano. De fato, a rigidez no plano de uma parede é significativamente maior do que na direção perpendicular.

A resposta de uma estrutura de alvenaria é por isso condicionada pela direção da solicitação horizontal (Lourenço, Mendes e Marques, 2009), e a forma de diminuir a sua vulnerabilidade a este tipo de ações passa por tornar a estrutura um núcleo fechado, com paredes dispostas em diferentes direções bem ligadas entre si, como se referiu anteriormente na secção 2.2. Os diafragmas dos pisos e a forma como estes estão ligados às paredes de alvenaria assume um papel preponderante para esta uniformização do comportamento, tema que é explorado em 2.3.2.1.

A perceção da importância das ligações e da necessidade de garantir a coesão dos elementos de alvenaria já existe há muitos séculos, principalmente nas zonas com sismicidade mais elevada. É comum ver desde a península de Itália até aos Himalaias elementos de madeira colocados entre os constituintes das paredes de alvenaria (Touliatos, 2005), como forma de melhorar as ligações para resistirem a esforços de tração. Por exemplo, na ilha Grega de Lefkas, elementos de madeira eram colocados nas esquinas das paredes de alvenaria no lado de fora das paredes, Figura 2.1.

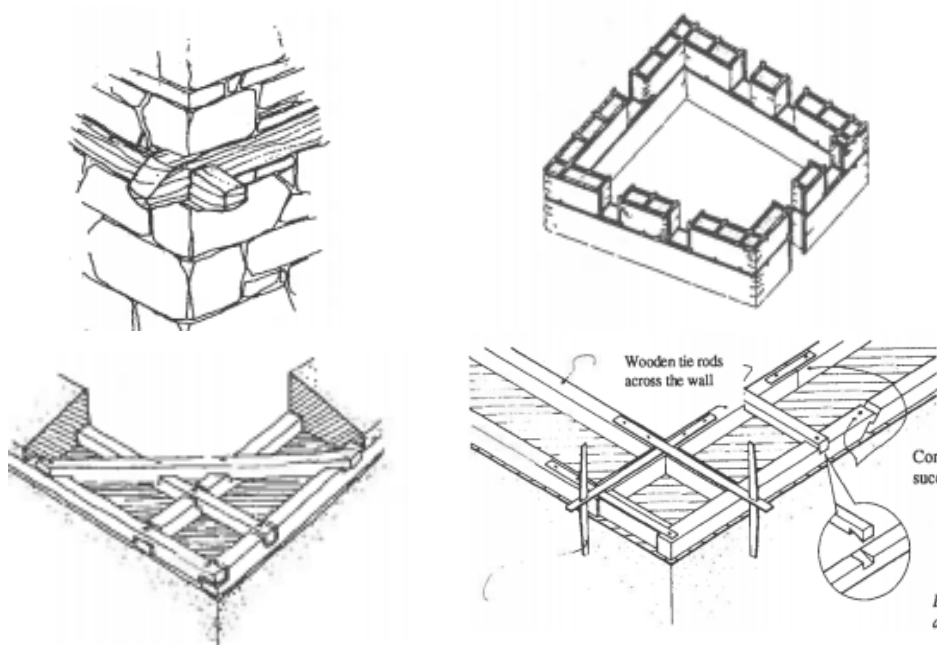


Figura 2.1- Exemplos de reforço de alvenaria com elementos de madeira - adaptado de (Touliatos, 2005)

No entanto, esta situação acarreta problemas no que diz respeito à preservação dos elementos de madeira expostos. Para tentar diminuir a dimensão deste problema, os construtores elaboraram formas que passavam pela colocação dos elementos de madeira numa zona mais interior da parede de alvenaria ou pela proteção com uma argamassa.

Concluindo, o comportamento estrutural associado às paredes de alvenaria deve ser estabelecido de forma a dotar o edifício de caminhos de forças preferencialmente de compressão, que privilegiem ações aplicadas no seu plano, evitando movimentos para fora dele.

2.3.1.2. Paredes de Madeira

As paredes de tabique são paredes com um esqueleto principal portante em madeira que se encontram difundidas um pouco por todo o globo, embora com designações distintas. São vários os exemplos de estruturas com um sistema semelhante por vários locais desde a Grécia, Turquia, Itália ou Portugal (Ongaretto, Pozza e Savoia, 2016). Mais especificamente, em Portugal este tipo de parede está relacionado com os primeiros registos das casas Portuenses; as casas mais pobres, por exemplo, utilizavam paredes resistentes de tabique (Teixeira, 2004). Esta situação era recorrente em locais do interior do país, como em Trás-os-Montes (Pinto *et al.*, 2014). No caso das casas mais ricas, ditas burguesas, estas paredes aparecem, preferencialmente, como paredes divisórias.

São uma tradição que interessa estudar e preservar pois representa uma herança única de construtores que, com um conhecimento empírico passado de geração em geração, foram capazes de construir algo que se perpetuou no tempo (Pinto *et al.*, 2014) e que se adaptou às mudanças sociais e tecnológicas, podendo nos dias que correm ser vistas como um exemplo a seguir em termos de construção sustentável. Aos materiais, que eram recolhidos nas proximidades do local da construção, aliavam-se as técnicas simples e sem recurso a grande tecnologia, que faziam desta uma construção com emissões poluentes quase nulas (Pinto *et al.*, 2014)

Segundo Pinto, existem quatro tipos de paredes de tabique. As paredes variam essencialmente na forma como se dispõe o tabuado, ou os barrote, existindo variantes que usam tábuas, ou barrote com elementos diagonais. Ainda segundo o mesmo autor, estes elementos eram usados como paredes divisórias ou como paredes exteriores, como evidenciado anteriormente (Pinto *et al.*, 2014).

A parede de tabique corrente é constituída por um conjunto de tábuas dispostas na vertical, ligadas entre si por ripas de madeira horizontais: o fasquio. A ligar as peças de madeira existem pregos. A parede era revestida em ambas as faces por material terroso, saibro, terra simples ou misturada com um ligante hidráulico (Pinto *et al.*, 2011). Este revestimento, segundo ensaios levados a cabo por Pinto, tem grande capacidade para resistir a cargas térmicas, sendo um excelente isolante da madeira ao fogo (Pinto *et al.*, 2011).

Em termos estruturais, estas paredes não possuíam apenas capacidade resistente para cargas verticais. Quando constituídas por elementos diagonais, ou por um duplo tabuado, vertical e diagonal pregado entre si, contribuíam também para a resistência dos edifícios a ações laterais, ou seja, para a resistência global do edifício a cargas horizontais, ajudando a sustentar o movimento das paredes de alvenaria para fora-do-seu-plano.

Em observações recentes de eventos sísmicos as paredes de tabique mostraram que possuem uma excelente capacidade resistente, sendo o mesmo observável em testes experimentais. Para tirar ainda mais partido destas paredes e dotá-las de maior capacidade, os especialistas esforçam-se por perceber que soluções podem ser dimensionadas tendo em conta o objetivo pretendido (Ongaretto, Pozza e Savoia, 2016; Poletti, Vasconcelos e Lourenço, 2015; Vasconcelos, Lourenço e Poletti, 2013).

Um possível sistema para reforçar a ligação entre paredes (de madeira e de alvenaria) consiste na utilização de uma ancoragem metálica efetuada na parede de alvenaria ligada à estrutura de madeira, Figura 2.2 (Araújo, Oliveira e Lourenço, 2014).

Para além das ligações entre elementos estruturais é aconselhável verificar o material de enchimento das paredes e caso haja necessidade de proceder à sua substituição, deve-se fazê-lo recorrendo a materiais leves e dúcteis, à semelhança do material original (Pinto *et al.*, 2014).

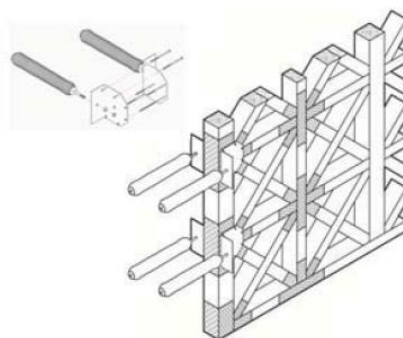


Figura 2.2 - Configuração da ancoragem - adaptado de (Araújo, Oliveira e Lourenço, 2014)

2.3.2. Elementos Horizontais

Os elementos estruturais horizontais dos pavimentos e coberturas têm grande influência sobre o comportamento dos edifícios. Os pisos têm como função resistir às cargas verticais da ocupação dos espaços e transferi-las para as paredes, mas também conter as paredes onde apoiam e assegurar que existe uma boa distribuição das forças horizontais para esses elementos. No caso das coberturas, para além de protegerem o edifício, devem funcionar como elementos de contenção das paredes ao nível do seu coroamento. Em ambos os casos, estes elementos, se bem idealizados e construídos, contribuem definitivamente para o comportamento em caixa brevemente explicado na secção 2.2.

2.3.2.1. Pavimentos

Os pavimentos eram normalmente constituídos por vigas da madeira mais comum que existia no local de construção. As vigas eram dispostas apenas numa direção. Estas vigas assentavam/ encastravam nas paredes de alvenaria num comprimento que rondava dois terços da espessura das paredes (Teixeira, 2004). Era comum recorrerem a variadas técnicas, quer para efetuarem a ligação entre pavimentos e paredes de alvenaria, quer para garantir uma distribuição mais uniforme das cargas dos pavimentos sobre as paredes. Eram usados elementos metálicos que atravessavam toda a espessura da parede, ou que podiam ficar colocados no interior da parede, Figura 2.3 e Figura 2.4 (Ortega, Vasconcelos e Correia, 2015; Segurado, 1942)

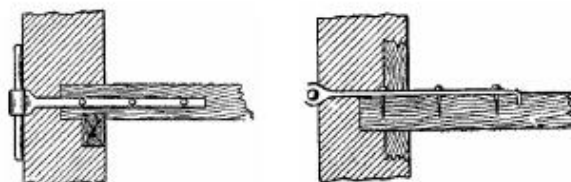


Figura 2.3 - Solução de ligação das vigas às paredes de alvenaria – adaptado de (Segurado, 1942)

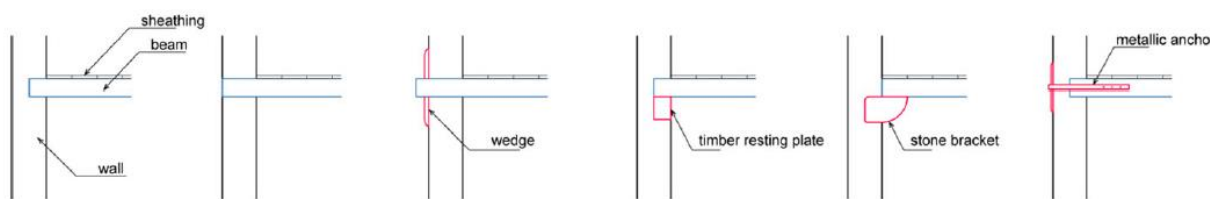


Figura 2.4 - Múltiplas alternativas de ligações entre as vigas de madeira e as paredes de alvenaria - adaptado de (Ortega, Vasconcelos e Correia, 2015)

Sobre as vigas, para completar o pavimento, era colocado o soalho constituído por um conjunto de tábuas dispostas paralelamente e que podiam ter uma espessura variável entre os 2,5 cm e os 5 cm, (Teixeira, 2004).

Com bastante frequência eram utilizados tarugos, responsáveis por garantir uma distribuição de cargas mais eficaz ao longo de todo o vigamento e evitar a instabilidade lateral.

Como introduzido no início desta secção, os pavimentos desempenham um papel fundamental para a resistência global do edifício. É importante perceber de que modo cada componente influencia a capacidade resistente do pavimento.

Esta capacidade depende assim:

- Da rigidez no plano: características do material que constitui o pavimento e a disposição das tábuas do soalho;

A rigidez no plano é influenciada pela resistência à flexão e ao corte do revestimento e ainda pelo movimento corpo rígido garantido pela ligação do soalho às vigas de pavimento (Brignola, Podestà e Pampanin, 2008).

- Das ligações entre soalho e vigamento e da ligação das vigas às paredes.

É através dos ligadores que se faz a transferência de carga entre os vários elementos. A importância conferida à ligação era já conhecida dos primeiros construtores que usavam os elementos que se mostraram anteriormente para materializar essa ligação. Como os pisos são constituídos por vigas numa só direção, é necessário ter em conta que a ligação sobre as paredes onde as vigas descansam e as paredes paralelas ao vigamento seguem pressupostos diferentes. No entanto é necessário ligar estes elementos, Figura 2.5, para garantir que, qualquer que seja a direção do carregamento horizontal, a estabilidade estrutural não é comprometida. (Ortega, Vasconcelos e Correia, 2015)

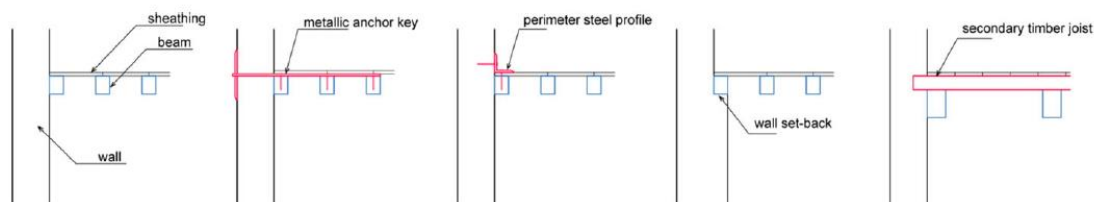


Figura 2.5 - Várias alternativas para ligar os pavimentos as paredes paralelas ao sentido das vigas - alvenaria - adaptado de (Ortega, Vasconcelos e Correia, 2015)

2.3.2.2. Coberturas

De modo a perceber melhor a importância da estrutura de cobertura no comportamento geral de uma construção, como as que têm sido discutidas até este ponto, pode recorrer-se de novo à analogia da caixa, referenciada em 2.2. A falta da parte superior/ tampa que feche toda a estrutura diminui a estabilidade da estrutura.

Assim as coberturas devem resistir às cargas verticais que lhe são impostas e “fechar” a estrutura sobre as paredes, de forma a garantir a estabilidade global do edifício. Deste modo, devem ser sempre autoportantes, ou seja, devem ser feitas de forma a garantir que não impõem qualquer carga horizontal ao nível do coroamento das paredes resultantes da ação das cargas gravíticas.

As asnas mais comuns de se encontrar são as simples, Figura 2.6, constituídas pelos elementos que a Figura 2.6 demonstra (Lourenço e Branco, 2014).

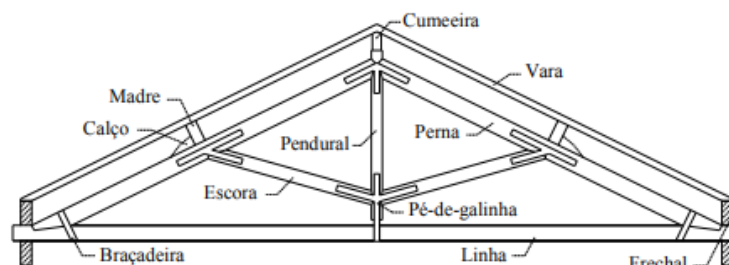


Figura 2.6 - Constituição de uma asna simples – adaptado de (Branco e Lourenço, 2014)

No caso português as asnas são constituídas por membros esbeltos e as madres têm pouca capacidade para resistir aos momentos fletores, sendo usual existir um maior número destes elementos. Surge assim a necessidade de por vezes usar mais pendurais para além daqueles que existem nas asnas simples, tornando a estrutura mais complexa, Figura 2.7. (Branco e Tomasi, 2013)

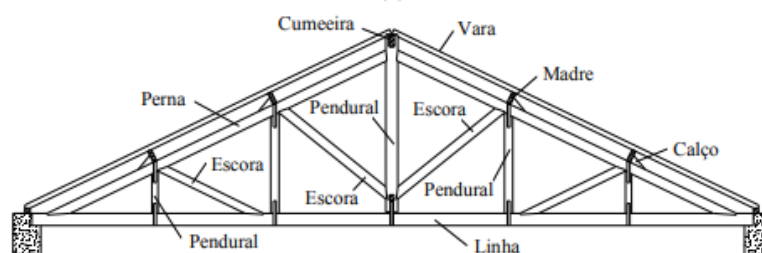


Figura 2.7 - Constituição de uma asna mais complexa – adaptado de (Branco e Lourenço, 2014)

A maior dificuldade na análise das coberturas prende-se com a previsão do seu comportamento, sendo que este é influenciado em grande parte pelas ligações entre elementos que compõem a asna (Branco, 2008; Feio e Machado, 2014)

São muitos os autores que tentaram perceber qual seria o método mais correto para modelar o seu comportamento (Giuriani e Marini, 2008; Branco *et al.*, 2008). Referindo-se especificamente às asnas simples, Branco, apresenta três hipóteses de modelação que pretendem representar o comportamento das asnas mediante determinadas condições, Figura 2.8. (Branco e Tomasi, 2014)

- Arco de três rotulas – apenas possível quando a perna está desligada da restante estrutura ou ligada sem elementos com capacidade de transmissão de momento. A perna está essencialmente tracionada e a flexão é associada ao seu peso próprio (a)
- Viga simplesmente apoiada – cargas são aplicadas diretamente à linha através do pendural (b)
- Viga reticular – onde um triângulo isostático se apoia sobre a linha (c)

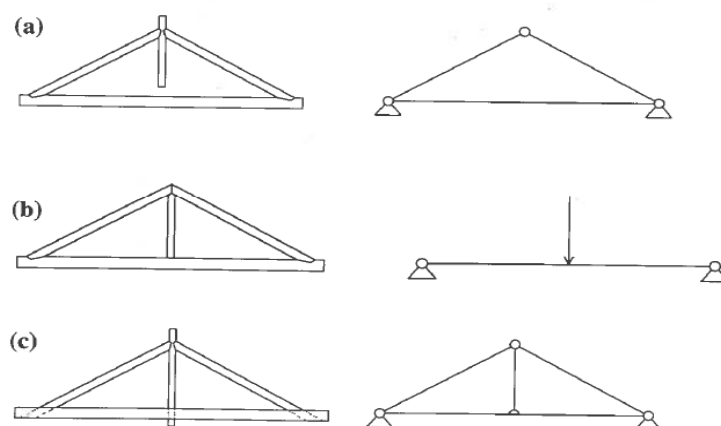


Figura 2.8 - Representação dos modelos referidos no paragrafo - adaptado de (Branco e Tomasi, 2014)

2.3.2.3. Ligações em asnas

Como referido, no início da seção 2.3.2.2, as ligações inevitavelmente influenciam o comportamento global da asna.

A forma como os vários elementos que compõem a treliça eram ligados, influencia altamente a distribuição das forças e é responsável pelo comportamento não linear quando as ligações são sujeitas a carga cíclica. Esta característica deve-se ao fecho de falhas e espaços entre elementos e à deformação plástica do material. (Branco *et al.*, 2008).

Estas ligações podem ser efetuadas com recurso a juntas de carpintaria - entalhes, tendo em alguns casos elementos metálicos para dar maior estabilidade e segurança à ligação (Giuriani e Marini, 2008). Estas diferentes configurações de ligações dificultam a escolha de um modelo eficaz que simule o comportamento real das asnas mais antigas.

As tensões são transmitidas entre elementos através de compressão e fricção das superfícies em contacto. O dimensionamento de ligações tradicionais envolve, simplificadamente, apenas a verificação das forças

de compressão entre elementos. Ainda assim, existem mecanismos e forças que surgem no interior que é preciso ter em atenção, nomeadamente a existência de, (Branco e Tomasi, 2014):

- Tensões não desprezáveis perpendiculares às fibras
- Concentração de tensões provocadas pela configuração dos nós
- Fendas
- Excentricidades das ligações

2.4. OBSERVAÇÕES, ERROS E SOLUÇÕES

As observações pós-sismo que têm vindo a ser realizadas evidenciam a rotura de elementos verticais e roturas locais devido à fraca, ou inexistente ligação dos vários elementos. Mesmo que estas existam, a não manutenção destas estruturas leva a que os sistemas não respondam como deveriam.

Para além disso, outros problemas como os que se enumeram de seguida são causa de muitos colapsos, nomeadamente (Ongaretto, Pozza e Savoia, 2016):

- Ataques bióticos sobre os elementos de madeira, ou erros de construção;
- Falta de ligadores entre elementos (cavilhas, pregos, chapas metálicas);
- Perda da capacidade de suporte devido às falhas das ligações entalhadas;
- Inadequada resistência no plano dos vários elementos;
- Inadequada transferência de forças de corte para as paredes resistentes;
- Falhas associadas à fraca qualidade de paredes de alvenaria.

Como introduzido em 2.3, a exploração de técnicas eficazes para ligar os vários elementos que compunham o edifício já fazia parte do dia-a-dia dos primeiros construtores.

Associada a este tema a degradação dos elementos expostos estava entre os problemas mais difíceis de tratar. Ainda assim, a tentativa de mudar o paradigma foi clara, como explicado em 2.3.2.1, passando pela inserção destes em locais das paredes de alvenaria mais resguardados com uma proteção extra à base de argamassa. Apesar disso, não foram capazes de evitar a degradação da madeira supramencionada (Touliatos, 2005).

Ao longo da história os sismos têm sido a maior causa de danos nas paredes de alvenaria. Estes eventos permitiram concluir que a maior fonte de vulnerabilidade está associada essencialmente a dois modos de rotura locais. (Quelhas *et al.*, 2014)

Citado também por Quelhas, Giuffrè (Giuffrè, 1993, 1990) define o modo de rotura mais comum como sendo aquele que é ativado com ações perpendiculares às paredes de alvenaria. Este mecanismo, que Giuffrè define como o “primeiro modo de rotura” é particularmente sensível à falta de coesão entre os vários elementos do edifício, e apenas o aperfeiçoamento das ligações pode prevenir a ruína. Este autor define ainda um “segundo modo de rotura” que pode ocorrer em simultâneo, ou não com o primeiro. Caracteriza-se por fendas causadas por corte quando o sismo tem a direção do plano da parede.

Tendo em mente a reparação, consolidação e a compatibilidade dos materiais que se estão a usar, diferentes técnicas podem ser usadas para melhorar o comportamento das paredes de alvenaria. Aliás a qualidade das paredes influencia em muito todos os comportamentos anteriormente explicados, e por isso nalguns casos pode ser importante tornar este elemento mais resistente. É de realçar que as técnicas que se apresentam de seguida ainda são alvo de estudo, pois a intervenção em paredes de alvenaria é um assunto que envolve grande complexidade e variabilidade.

Assim Quelhas (Quelhas *et al.*, 2014), apresenta três técnicas, que podem ser conjugadas ou usadas em separado.

- *Grout Injection* – esta solução que consiste na injeção de uma calda de ligante no interior da parede, é usada essencialmente quando a coesão entre os vários elementos da alvenaria não é suficiente e as falhas são em número e tamanho suficiente para que a mistura possa penetrar. A escolha da mistura que se irá injetar deve ser cuidadosa ao ponto de ter características idênticas à dos restantes elementos para criar um corpo homogêneo.

Esta técnica apresenta alguns problemas associados à dificuldade de penetração nas fendas, à segregação da mistura, ou ainda à incerteza de qual a quantidade de falhas no interior da parede.

- Reintroduzir a argamassa das juntas – esta técnica é usada em diversos tipos de alvenaria. Consiste em preencher as juntas sem argamassa, com material de melhor qualidade. Aumenta a resistência a solicitações verticais e horizontais, devido ao confinamento da parede, mas a sua principal vantagem é o aumento da rigidez das paredes. Uma vez mais o cuidado na escolha da mistura em relação às propriedades físicas, químicas, ou mecânicas é essencial para se conseguir uma reabilitação eficaz da parede.
- Introduzir ligadores que atravessam a espessura da parede – usada apenas em paredes de múltiplas folhas tem a função de criar uma ligação monolítica entre painéis. Reduz deste modo a instabilidade da parede. A técnica tem diversas variantes: barras de aço simples que são colocadas no interior da alvenaria sendo depois fixadas com argamassa. Neste caso, a barra de aço só é solicitada quando ocorrem deformações na parede.

Pode-se ainda aquecer barras de aço e colocar no interior da parede. Quando a barra arrefece tem tendência a contrair gerando uma força de compressão nas folhas de alvenaria.

Finalmente pode-se optar por uma ancoragem pré-tensionada. Deverá ser feita de modo a que a tensão previamente aplicada se mantenha na barra.

Uma outra forma de evitar as roturas mencionadas pode passar também por procurar ativar o comportamento de diafragma dos pisos e coberturas.

Uma prática comum que consiste em retirar ou reforçar toda a estrutura de madeira com elementos de betão resultando num aumento da carga sobre as paredes de alvenaria. tem levado ao colapso de edifícios que sofreram reabilitações e reforços, deste tipo. Não só associado à massa destas novas estruturas geram-se maiores forças sísmicas, como a maior rigidez destes elementos é incompatível com a maior flexibilidade das alvenarias (Brignola, Podestà e Pampanin, 2008; Giongo *et al.*, 2014; Ongaretto, Pozza e Savoia, 2016).

Deste modo vários autores têm-se debruçado sobre este tema, incidindo as suas pesquisas em áreas como o aperfeiçoamento das ligações entre elementos, a análise do efeito da rigidez de diafragma, dos pisos entre outros, procurando sempre manter a estrutura de madeira original e tirando partido das suas características. Em particular, a rigidez que um diafragma deve ter não é um tema que reúne o consenso da comunidade científica, existindo ainda muitas dúvidas sobre qual é a melhor solução ou qual deve ser o valor da rigidez.

As técnicas que existem são diversas e são adaptadas, tendo em conta as condições do local.

No entanto existem algumas que, segundo os autores de vários estudos, (Frumento *et al.*, 2006; Piazza, Baldessari e Tomasi, 2008; Brignola, Podestà e Pampanin, 2008), podem contribuir por exemplo para um comportamento eficaz do diafragma. Esta característica pode ser melhorada com recurso a novas

camadas de material que constituem o soalho disposto numa direção contrária à existente de forma a providenciar caminhos de forças alternativos e um funcionamento nas duas direções principais, Figura 2.9 (Frumento *et al.*, 2006; Piazza, Baldessari e Tomasi, 2008; Brignola, Podestà e Pampanin, 2008).

Também se pode recorrer a material compósito, como FRP disposto na diagonal conjugado com novo material de revestimento, ou a camadas de betão ligadas às vigas de madeira através de conectores metálicos, Figura 2.9 (Brignola, Podestà e Pampanin, 2008).

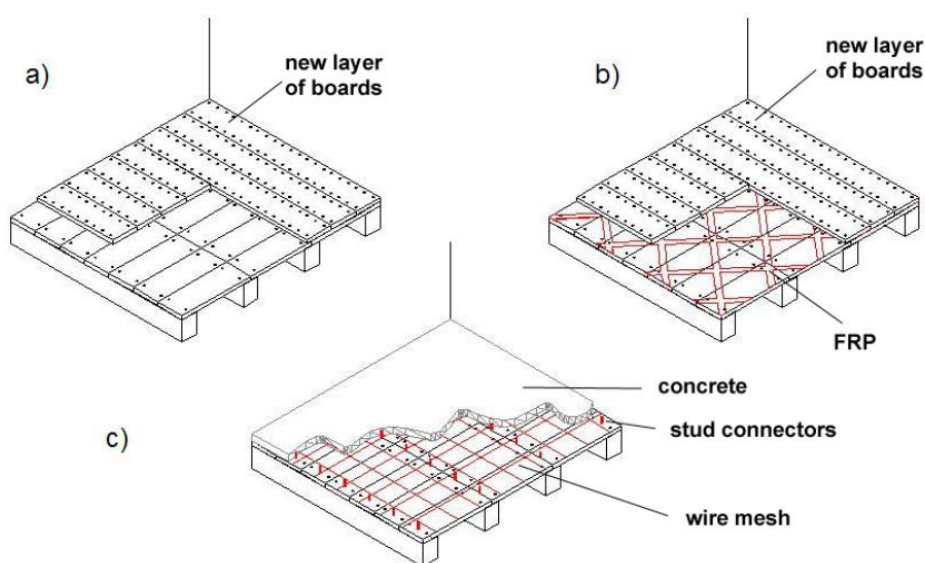


Figura 2.9 - Representação gráfica de soluções discutidas – adaptado de (Brignola, Podestà e Pampanin, 2008)

No que diz respeito às ligações, podem-se efetuar com recurso a ancoragens, distribuindo a carga com recurso a um elemento metálico que envolve todo o pavimento, Figura 2.10. A uniformidade nas ligações ao longo do perímetro foi observado por (Piazza, Baldessari e Tomasi, 2008) como um sistema eficaz de distribuição das cargas. (Moreira e Oliveira, 2013; Piazza, Baldessari e Tomasi, 2008)

Outra opção passa por colocar elementos de metal em forma de “L” embebidos na alvenaria.

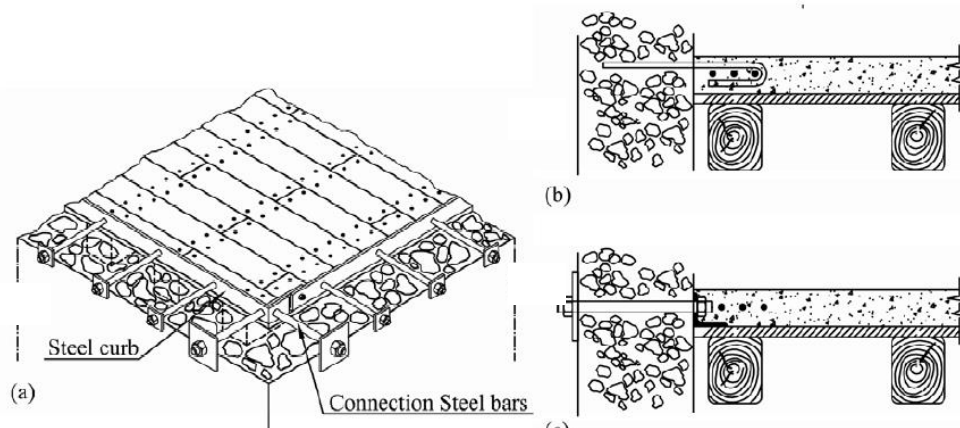


Figura 2.10 - Elementos de ligação entre o diafragma e a parede de alvenaria - adaptado de (Piazza, Baldessari e Tomasi, 2008)

2.4.1. Coberturas

À semelhança do que foi testemunhado para os pisos, neste tipo de estruturas também existem vários testemunhos de colapsos devido à falha nos sistemas de ligação que ligam as paredes de fachada à estrutura da cobertura. Do mesmo modo existem várias técnicas de reforço estudadas de modo a dotar a cobertura de um comportamento que permita contribuir efetivamente para a resistência global do edifício.

2.4.1.1. Degradação e reforço de asnas

Com o sucessivo abandono dos edifícios antigos as estruturas das coberturas à semelhança de outros elementos sofrem degradação. (Branco e Tomasi, 2014)

Para reforçar e tentar colmatar as falhas descritas é necessário frequentemente reforçar os elementos mais frágeis destas estruturas, neste caso as ligações.

Existe uma vasta gama de soluções, desde ligadores metálicos, placas metálicas, compósitos à base de cola ou injeção de um fluido adesivo na ligação.

Branco, (Branco, 2008) apresenta um estudo sobre diferentes ligadores metálicos e o seu comportamento quando sujeitos a diferentes solicitações. Em particular apresenta um estudo sobre diferentes ligadores metálicos: (a) tira metálica de ligação, (b) parafuso interno, (c) esquadro, (d) abraçadeira e o seu comportamento quando sujeitos a diferentes solicitações,

Cada ligador apresenta vantagens e desvantagens, no entanto, testes realizados (Branco, 2008), permitiram concluir que as técnicas de reforço não trazem efeitos benéficos para a rigidez tendo como principal resultado o aumento da força máxima atingida e o facto de dotarem as ligações de ductilidade e capacidade e de dissipar energia, que sem qualquer tipo de reforço não possuem.

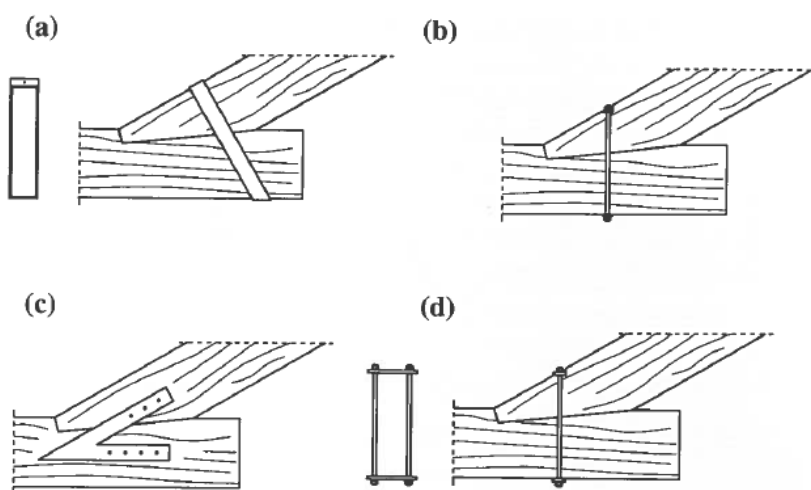


Figura 2.11 - Esquema dos ligadores utilizados nos testes adaptado de (Branco, 2008)

Destaca-se como exemplo a recolha de observações e informações realizadas depois do sismo no norte de Itália, nomeadamente na região de Benaco no norte de Itália, ocorrido em 2004, que permitiram a Giuriani e Marini (Giuriani e Marini, 2008), recolher informação sobre as técnicas usadas para o reforço das coberturas em estruturas antigas e que se elencam nos pontos seguintes.

- Suportes no interior do edifício que se estendem ao longo do perímetro.

Técnica tradicional que consiste em confinar/amarrar a parede de alvenaria pelo interior para prevenir rotações da parede para fora do plano. Este sistema é muitas vezes constituído por uma viga-anel colocada na espessura das paredes, mas que quando tem de ser reforçadas ou substituída, esta operação é realizada no exterior da parede, Figura 2.12.

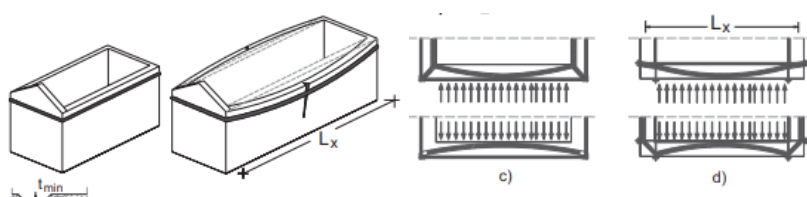


Figura 2.12 - Representação gráfica da solução descrita – adaptada de (Giuriani e Marini, 2008)

- *Roof box structures*

Exatamente como na solução anterior, esta alternativa tem o objetivo de impedir a rotação das paredes para fora do seu plano, atribuindo às estruturas dos telhados uma rigidez acrescida que habitualmente não possuem, aproximando-as o mais possível de diafragmas. Esta solução deve ser dimensionada para restringir o deslocamento a meio do comprimento das paredes. Outra situação onde tem um papel preponderante é no caso dos arcos evitando desequilíbrios excessivos.

Um destes sistemas, proposto por Giuriani e Marini (Giuriani e Marini, 2008) e que anexa um método de cálculo próprio elaborado pelos autores, é constituído por um conjunto de painéis de derivados de madeira que são colocados sobre a estrutura original e reforçando todo o sistema do diafragma com

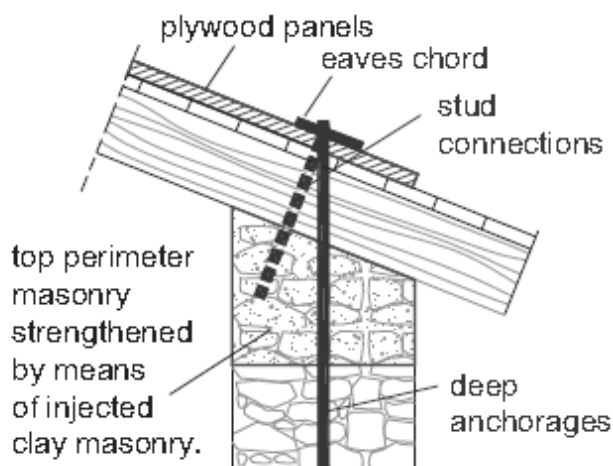


Figura 2.13 - Pormenorização da ancoragem – adaptado de (Giuriani e Marini, 2008)

elementos metálicos, (Giuriani e Marini, 2008), que não são mais que tiras de aço que se estendem pelo perímetro do diafragma, Figura 2.14, e são ligados à alvenaria através de elementos que são embebidos nesta, como se pode observar na figura que se segue, Figura 2.13.

Os autores alertam ainda para a situação das ancoragens. Estes elementos servem para fazer a transferência, por corte, ao longo do perímetro das paredes de alvenaria. No entanto, a alvenaria na zona superior da parede é habitualmente mais pobre e descuidada, apresentando muitas falhas. Deste modo, por vezes a ancoragem é insuficiente, sendo necessário tratar a alvenaria com argamassa. Para finalizar, o espaçamento entre ancoragens também deve ser cuidadosamente calculado. A resistência à tração da alvenaria é diminuta: Deste modo, a resistência solicitada pela ancoragem tem de ser inferior ao peso próprio da parede na largura de influência da ancoragem, para não existir levantamento.

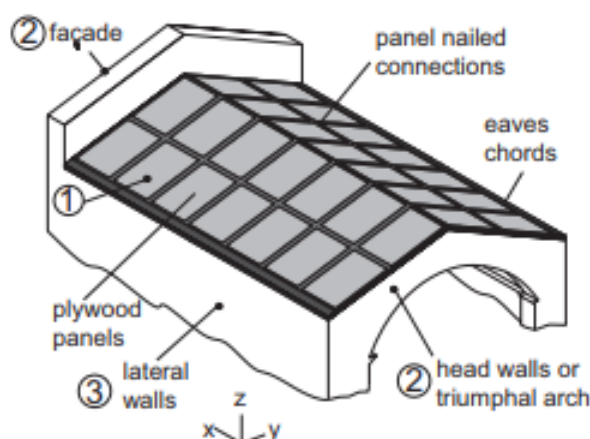


Figura 2.14 - Esquema da solução - adaptado de (Giuriani e Marini, 2008)

- *Light spandrel ribs*

Trata-se de uma solução que consiste em dimensionar “costelas”, Figura 2.15, capazes de resistir a esforços de compressão e momentos fletores aplicados em abóbadas e de rigidificar a estrutura. Esta solução foi utilizada, por exemplo na igreja de São Pedro, Brescia, Itália, de forma a controlar os excessivos deslocamentos da abóbada. Neste caso, e de forma a evitar o aumento excessivo do peso próprio na abóbada, que era extremamente fina, a solução habitual de aumentar a espessura deste elemento não pode ser equacionada, uma vez que acarretava um aumento importante da carga devido ao peso próprio e, conseqüentemente, maiores acelerações em caso de sismo, indo no sentido contrário ao que se pretendia, ou seja estabilizar o elemento. Também por isso, as costelas introduzidas foram realizadas em poliestireno de forma a diminuir o incremento de carga na estrutura já por si degradada.

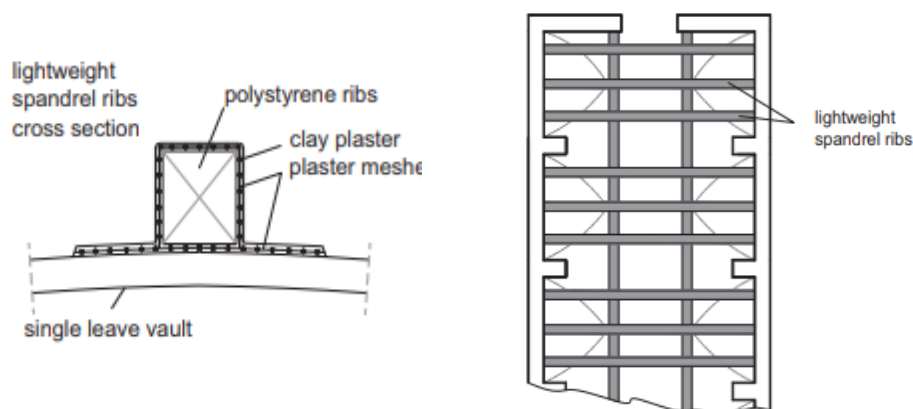


Figura 2.15 - Representação da configuração da solução – adaptado de (Giuriani e Marini, 2008)

2.5. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

A intervenção mais adequada resulta em grande medida do tipo de edifício, do seu estado de degradação e daqueles que são os objetivos para essa construção no futuro.

O reconhecimento do sistema estrutural, o seu comportamento e patologias são fases prévias primordiais para avaliar a capacidade de carga de uma estrutura histórica e formular um modelo compatível com as exigências do edifício.

Posteriormente, na fase de intervenção deve-se procurar a compatibilidade entre materiais, quer física, quer mecânica e fazer face às falhas existentes, procurando que a técnica/ material usado sejam o menos intrusivos possíveis para o elemento construído (Frumento *et al.*, 2006) e resultem de uma necessidade devidamente avaliada.

Uma vez que vivemos numa época em que as prescrições dos códigos devem ser tidas em conta como os princípios a seguir, será fundamental que exista num futuro próximo um código nacional dedicado à reabilitação de estruturas. Em particular, é muito difícil (nalguns casos, impossível) que os edifícios antigos cumpram na íntegra tudo o que os códigos (preparado para a construção nova) prescrevem hoje em dia, sem que os edifícios tenham que ser integralmente remodelados e os elementos estruturais/arquitetónicos substituídos. Todavia, existem determinados pontos que se podem considerar como boas práticas na requalificação de edifícios mais antigos (Ongaretto, Pozza e Savoia, 2016):

- Garantir um caminho simples e bem definido das cargas;
- Manter os elementos de madeira em regime elástico;
- Tomar especial atenção a todas as ligações e evitar comportamentos frágeis, privilegiando sempre o comportamento dúctil.

Com o intuito de relacionar tudo o que foi explicado, tanto em termos de intervenção, como no dimensionamento das próprias soluções, o projeto NIKER apresenta-se como um bom exemplo da preocupação cada vez mais presente da salvaguarda da cultura construtiva deixada pelas anteriores gerações de construtores. Aponta e propõe uma metodologia integrada e multidisciplinar, de técnicas sustentadas em modelos numéricos e observações no local, com a intenção de aperfeiçoar o

comportamento global do edifício e reduzir a probabilidade de colapso, nomeadamente às ações horizontais (<http://www.niker.eu/>).

3.

SOLUÇÕES E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

3.1. BREVE HISTÓRIA

A madeira é um material que abrange todas as áreas da construção. Usada desde as estruturas mais complexas até aos acabamentos de uma habitação.

Em termos estruturais, tem várias aplicações e encaixa-se em diversos sistemas com configurações distintas.

Os sistemas usados são variados, desde as casas de troncos, usados essencialmente na Escandinávia, até as estruturas resistentes de madeira leve usadas nos EUA. Todavia, esta transversalidade de soluções só foi possível graças aos novos produtos que foram sendo lançados no mercado e que permitiram alcançar novos patamares em termos estruturais.

Esses produtos são variados e segue-se uma lista com alguns deles (Vilela, 2013):

- Madeira maciça;
- Lamelada colada;
- Contraplacados;
- MDF;
- OSB;
- CLT;
- PSL, LSL E LVL.

3.1.1. Características importantes

À versatilidade da madeira, aliam-se outras características importantes que tornam este material competitivo quando comparado com outros mais difundidos na construção, como o aço e o betão. Dos inúmeros aspetos que se podiam salientar, a sustentabilidade ambiental, a resistência aos incêndios e, finalmente, a sua eficiência são alvo de uma breve referência.

Os construtores hoje em dia devem procurar que as estruturas tenham um desempenho energético adequado e que o seu impacto no ambiente seja mínimo (Torres, 2010). Nada melhor que a madeira para se atingir este objetivo, uma vez que é um material natural e regenerável. Os seus desperdícios podem ser usados para fabricar alguns dos derivados enunciados anteriormente. Para além disso, se este material atingir um nível de utilização que justifique a plantação de florestas para garantir a disponibilidade de matéria-prima, pode significar um importante contributo para o ecossistema global e para o combate à

poluição. A madeira como material de construção apresenta-se como um importante fator de valorização da floresta e estimula o crescimento das áreas florestais associadas a uma gestão ambiental sustentável (Branco, 2013; Skelleftea municipality, 2014).

Em termos de resistência ao incêndio, ao contrário do que se possa pensar, a madeira tem um comportamento marcadamente melhor que o aço. Enquanto o aço perde a sua capacidade resistente quando a temperatura atinge um determinado valor, a madeira tem uma característica interessante que se pode explicar simplificada da seguinte maneira: quando exposta ao fogo forma uma camada superficial de carvão que irá funcionar como isolante, fazendo com que as temperaturas no interior são da madeira sejam inferiores ao necessário para entrar em combustão. Deste modo, a peça de madeira vai ardendo lentamente, retardando a propagação do incêndio, ao mesmo tempo que mantém a sua função estrutural, assegurada pelo interior são da peça de madeira (Szűcs *et al.*, 2015; Vilela, 2013).

Finalmente, em termos de eficiência pode fazer-se um paralelo entre custos e energia despendida. O facto de a transformação da madeira ter um gasto reduzido em termos de energia na sua produção, põe o material na linha da frente quando comparado com o aço ou o betão.

Em termos de custos, uma vez que o dispêndio de energia é menor, os custos de produção também serão inferiores. Para além disso, as soluções de madeira têm um grande grau de pré-fabricação, contribuindo assim para a redução de tempos de construção do edifício e, consequentemente, dos custos associados à obra (Skelleftea municipality, 2014; Vilela, 2013).



Figura 3.1 - Exemplos de novas construções realizadas com madeira, *Stihl Treetop Walkway* (www.trada.co.uk)

A evolução na área da madeira conhece nos dias de hoje importantes avanços. A percepção cada vez maior de que é um material competente e com muitas vantagens, tem levado ao desenvolvimento de novos produtos derivados nos países onde a tradição de madeira existe desde há muito, nomeadamente, nos países do norte da Europa, no Canadá e Estados Unidos.

É comum nos dias de hoje ver obras de arte realizadas com madeira, ou edifícios com estruturas arrojadas e que seriam impensáveis se os derivados de madeira não existissem, como o edifício “*Tamedia*” na Suíça, Figura 3.2.



Figura 3.2 - Pormenores construtivos do edifício "Tamedia", na Suíça (www.diedrica.com; www.archdaily.com; za.pinterest.com)

De entre os casos enumerados de produtos a que se poderia fazer referência pelo seu potencial construtivo e aplicabilidade ao caso de estudo, seguir-se-á uma breve descrição de três que foram equacionados/utilizados para atingir a solução final.

3.1.2.1. Lamelados colados

Este material já existe desde o início do século XX. Inventado pelas mãos de um alemão – Friedrich Otto Hetzer. A sua grande expansão dá-se alguns anos mais tarde, durante 2ª Guerra Mundial, pois afigurou-se como uma alternativa viável para substituir o aço em inúmeras construções, assim como um material de eleição, devido a sua grande resistência e leveza, para construir os aviões de guerra, (Martitegui e Casanovas, [s.d.]).

Em Portugal a primeira grande obra, é a cobertura do Pavilhão Atlântico, Figura 3.3, construída em 1997 no âmbito da EXPO 98. Esta é uma obra de grande relevância, não só pelo arrojo e dimensão, mas porque foi uma das primeiras em que o EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) foi usado para dimensionar uma estrutura com este material.



Figura 3.3 - Cobertura do Pavilhão Atlântico realizada com lamelados colados (www.reginocruz.com)

Os lamelados colados são constituídos por lamelas de madeira sucessivas coladas umas as outras. Possui exatamente as características da madeira maciça, mas com a vantagem de reduzir/ eliminar os defeitos próprios de um material natural, (www.futureng.pt; www.imowood.pt). Como é um material realizado com intervenção humana, o seu fabrico é controlado, garantindo-se assim a normalização do produto e uma resistência que é condizente com o que vem especificado na classe a que pertence.

Na madeira maciça o maior defeito está associado aos nós, uma vez que são locais onde se acumulam tensões importantes. Cortando lâminas de troncos maciços que são colocadas umas sobre as outras, existe uma dispersão aleatória destes defeitos e deixa de existir a continuidade do nó contribuindo para a dispersão das tensões acumuladas nestes locais (www.futureng.pt).

A sua maior vantagem reside no facto de ultrapassar barreiras físicas, o que com a madeira natural seria impossível conseguir. O seu fabrico permite que haja um leque de possibilidades muito grande. Desde seções dos mais variados tamanhos, ao fabrico de vigas curvas com vários metros de extensão que possibilitam a construção de elementos com a configuração que se pretende, como é o caso referido anteriormente da cobertura do Pavilhão Atlântico (www.futureng.pt; Vilela, 2013).

3.1.2.2. OSB

A engenharia do OSB faz com que seja um material extremamente resistente, durável, fiável e muito trabalhável. Tal como os lamelados, também são constituídos por lâminas sucessivas, mas mais curtas, na ordem dos 10cm, que são dispostas em camadas com orientação perpendicular às da camada anterior.

Permite deste modo uma dispersão das tensões e estabilidade estrutural, sendo extremamente resistentes, principalmente quando solicitados no seu plano, sendo usualmente usados como revestimento estrutural.

A comprovar a resistência deste material, paredes elaboradas com este produto foram testadas ao corte e as conclusões mostram que este material garante uma grande estabilidade destas paredes e dota-as de ductilidade (Branco, Matos e Lourenço, 2017; Sartori *et al.*, 2012).

Branco observou nos seus ensaios a capacidade superior do OSB em relação a outros materiais. Concluiu ainda que é possível aumentar a capacidade resistente de uma parede colocando placas de OSB em ambas as faces, comparativamente ao obtido com um só painel.

Associado a esta resistência, está a baixa densidade, que significa menor quantidade de carga para a estrutura e o seu grande grau de trabalhabilidade, que permite montagens rápidas e alterações em obra que não implicam grandes custos.

3.1.2.3. CLT

Os painéis de *cross laminated timber* são elementos que têm vindo a ganhar importância, dada a sua versatilidade. Estes painéis executam paredes, pisos e coberturas, acumulando funções estruturais, de compartimentação e de revestimento, Figura 3.4. (Jorge, 2013). Trata-se de uma boa solução quando se quer reabilitar ou construir habitações, pela facilidade de montagem e por serem elementos de massa reduzida. Em termos de pré-fabricação, estes elementos mostram-se como um exemplo a seguir. Os painéis são executados em fábrica com as dimensões finais, tendo já presente todas as aberturas definidas pela arquitetura, fator preponderante para redução de custos e rapidez de uma obra. (Jorge, 2013; Schadle e Blass, 2010)



Figura 3.4- Construção com paredes realizadas em CLT (www.crosslamtimber.com.au)

Em termos estruturais, as lâminas sucessivas coladas perpendicularmente em relação aos inferiores garantem ao elemento grande estabilidade dimensional, capaz de dar uma boa resposta quando carregadas em dois planos opostos, (Brandner, 2014). Têm um bom comportamento sísmico por possibilitarem a construção de sistemas simples, com redundância estrutural, massa reduzida e ação diafragmática ao nível das paredes e pisos, constituindo o sistema de contraventamento e de resistência a forças laterais. (Jorge, 2013; Pozza *et al.*, 2014; Scotta *et al.*, 2016)

Vários estudos têm sido realizados com o intuito de desenvolver novos recursos para melhorar este tipo de solução sobretudo a sua ductilidade. O ligador habitualmente metálico, é quem fornece o comportamento dúctil aos painéis, permitindo que o elemento estrutural se mantenha em regime elástico, indo de encontro ao que o EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) exige. (Jorge, 2013)

Estas investigações têm como base a ideia de aprimorar estas ligações na base. Os ligadores mais usados estão disponíveis no mercado, sendo possível encontrar diversas soluções, todas com resultados interessantes. Todavia têm sido testadas alternativas, como por exemplo os “X-brackets”, Figura 3.5, que se concluiu terem uma resistência semelhante aos dos ligadores mais comuns, mas com a vantagem de terem maior capacidade de dissipação de energia (Scotta *et al.*, 2016).

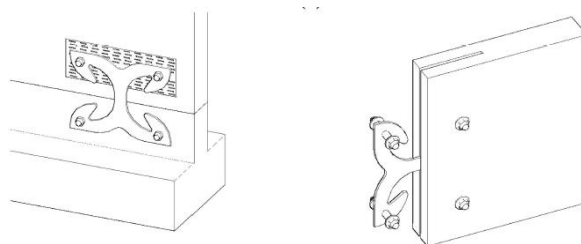


Figura 3.5 - Representação da solução com "X-brackets" - adaptado de (Scotta *et al.*, 2016)

Como a nota final, refere-se que o regulamento de madeira (Eurocódigo 5 - EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014)) ainda não tem referência às novas soluções de madeira, como o caso do CLT, deste modo o dimensionamento com este tipo de soluções torna-se pouco apelativo para o projetista que não tem uma base de cálculo uniformizada e que lhe garanta total segurança no dimensionamento. Assim torna-se necessário uma atualização do código, tornando-o mais completo.

3.2. EUROCÓDIGO 5

O projeto de uma qualquer estrutura de madeira é na sua base em tudo semelhante a um projeto de betão ou de estruturas metálicas. O objetivo passa por analisar as ações a que a estrutura estará sujeita e encontrar os materiais com as características que resistam aos esforços induzidos e com comportamento desejável.

Para avaliar estas ações é necessário ter presente um modelo de cálculo correto. A definição destes modelos deve estar de acordo com as metodologias de segurança definidas no EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014).

O EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) faz parte do conjunto de normas que o CEN-Comité Europeu de Normalização realizou com o intuito de homogeneizar a forma como o dimensionamento de estruturas é realizado na Europa.

De forma sucinta, a Figura 3.6, apresenta os passos fundamentais para se elaborar um projeto de estruturas de madeira.

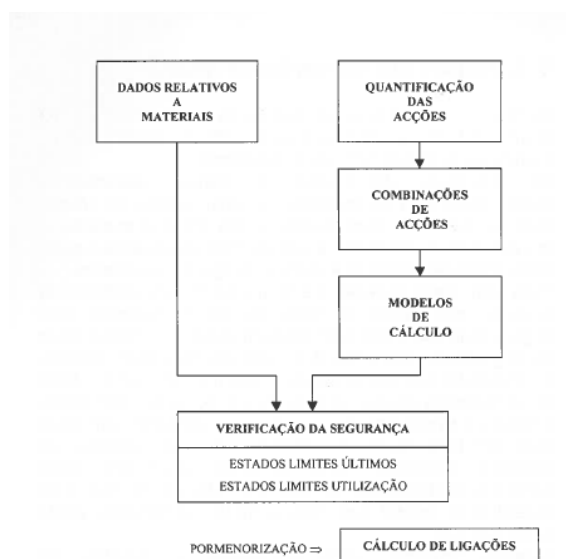


Figura 3.6 - Metodologia de cálculo de Estruturas de Madeira - adaptado de (Faria e Negrão, 2009)

3.2.1. Particularidades

Apesar dos objetivos num projeto de estruturas serem os mesmos, seja qual for o tipo de material que se use, existem particularidades associadas a cada material que exigem a definição de princípios específicos para essa matéria-prima.

Pode-se assim destacar algumas das principais especificidades dos projetos de estruturas de madeira (Faria e Negrão, 2009):

- Obrigatoriedade de analisar o problema de vibrações;
- Necessidade de efetuar análises de segunda ordem em estruturas porticadas;
- Dificuldade em calcular ligações;
- Importância do modo como se ligam as peças e a escolha dos métodos de cálculo;
- Importância da deformação;
- Existência de variações dimensionais por ação da temperatura e humidade ambiental;
- Anisotropia da madeira e a respetiva influência no modo de montar as peças.

3.2.1.1. Propriedades físicas e mecânicas da madeira

A madeira é um material anisotrópico e que por isso apresenta características diferentes em função da direção de atuação das ações em relação ao fio da madeira, daí as propriedades mecânicas variam de acordo com o sentido/orientação da solicitação.

As principais propriedades mecânicas são:

- Resistência à tração axial;
- Resistência a compressão axial;
- Resistência à flexão estática;

- Resistência a tração perpendicular as fibras;
- Resistência à compressão perpendicular as fibras;
- Resistência ao corte ou escorregamento;
- Dureza;
- Resistência à fadiga;
- Fluência.

Propriedades físicas que importa indicar:

- Teor em água e higroscopicidade;
- Massa volúmica aparente;
- Retratilidade;
- Reação e resistência ao fogo.

3.2.2. Dimensionamento

Para realizar o dimensionamento, é necessário conhecer os esforços a que as peças estarão sujeitas. A utilização de modelos deve ter em conta os diferentes estados-limite, respeitando algumas condições a saber, (Faria e Negrão, 2009):

- As propriedades dos materiais;
- O comportamento diferido com o tempo;
- As condições climáticas;
- As situações de cálculo.

3.2.2.1. Princípios de dimensionamento

O EC5 define dois tipos de estados limites que é necessário assegurar: estados limites de utilização e estado limites últimos.

Por ser um material com rigidez relativamente baixa, frequentemente os elementos que não cumprem os requisitos definidos nas normas, ao contrário do que se possa pensar, são condicionados por estados limites de utilização e não pelo risco de colapso (Faria e Negrão, 2009).

Assim sendo, o estado limite de utilização afigura-se como uma das principais condicionantes de um projeto de estruturas de madeira, sendo a deformação e vibração os aspetos principais condicionantes a analisar.

- Estado limite de utilização

Como referido anteriormente as propriedades resistentes e de rigidez da madeira são afetados por fatores externos. A variação destas propriedades com o decorrer do tempo é uma situação a que o EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) responde variando estas características com um fator que tem em conta a fluência do material, o k_{def} :

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1+k_{def})} \quad 3.1$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1+k_{\text{def}})} \quad 3.2$$

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1+k_{\text{def}})} \quad 3.3$$

- Estados limite últimos

Para verificar a segurança ao estado limite último, e dado que a distribuição de esforços nos elementos é afetada pela rigidez na estrutura, os valores de rigidez a adotar devem ser os seguintes:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1+\Psi_2 \cdot k_{\text{def}})} \quad 3.4$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1+\Psi_2 \cdot k_{\text{def}})} \quad 3.5$$

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1+\Psi_2 \cdot k_{\text{def}})} \quad 3.6$$

3.2.2.2. Fatores que influenciam a resistência da madeira

Como referido em 3.2.1 a madeira é altamente influenciada por fatores externos, uma vez que se trata de um material orgânico. Deste modo, é necessário responder no dimensionamento a estas características, definindo classes nas quais as peças se encaixam. Assim, o conceito de classes de serviço e de duração de ações influenciam, quer as propriedades resistentes através dos coeficientes k_{mod} e k_{def} , quer as propriedades físicas dos materiais no controlo das deformações.

As classes de serviço definidas no EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) são três:

- Classe 1 definida como o teor de água que corresponde a uma temperatura de 20°C e 65% de humidade em algumas semanas;
- Classe 2 semelhante à anterior alterando a humidade para um valor de 85%;
- Classe 3 cobre todas as situações que são mais exigentes que a classe 2.

Quanto à duração da carga, registam-se cinco possibilidades:

- Permanentes: correspondentes a mais de 10 anos de duração (peso próprio);
- Longa duração: correspondentes a um tempo estimado entre 6 meses e 10 anos de duração (sobrecargas permanentes);
- Media duração: correspondentes a um tempo estimado entre 1 semana e 6 meses (sobrecargas correntes);
- Curta duração: correspondentes a um tempo estimado inferior a uma semana (vento, neve em certos casos);
- Instantâneas: vento, sismo, ações de acidente.

3.2.3. Resistência dos Materiais

Os valores de cálculo das propriedades dos materiais seguem os pressupostos defendidos noutros códigos.

Os valores característicos dos materiais são divididos por um coeficiente que salvaguarda a existência de peças que, por alguma razão, tenham valores de resistência inferiores ao que foi designado para a classe de material em questão.

A verificação é efetuada pelo método dos coeficientes parciais:

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M} \quad 3.7$$

3.2.3.1. k_{mod}

No caso do EC5, para além dos habituais fatores condicionantes, têm de ser tidos em conta outros devido à grande variabilidade da madeira.

O fator k_{mod} está relacionado com o tempo de duração da carga e é definido em função da classe de serviço. A tabela 3.1 do EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) possui os valores recomendados para o coeficiente k_{mod} , Tabela 3.1 do EC5. (Porteous e Kermani, 2006)

Quando existem dois tipos de ações com durações diferentes, o coeficiente usado deve corresponder ao da ação com a duração mais curta.

Para uma ligação que seja efetuada recorrendo a dois materiais diferentes, este coeficiente deve ser usado como resultado da raiz quadrada da multiplicação dos k_{mod} dos materiais correspondentes.

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} * k_{mod,2}} \quad 3.8$$

Tabela 3.1- k_{mod} segundo EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) - adaptado de (Faria e Negrão, 2009)

Material	Norma	Classe de serviço	Classe de duração das ações				
			Ação permanente	Ação de longa duração	Ação de média duração	Ação de curta duração	Ação instantânea
Madeira maciça	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Madeira lamelada colada	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Contraplacado	EN 636						
	Parte 1, Parte 2, Parte 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Parte 2, Parte 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
OSB	EN 300						
	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
Aglomerado de partículas de madeira	EN 312						
	Parte 4, Parte 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Aglomerado de fibras de madeira duro	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA 1 ou 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	HB.HLA1 ou 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Aglomerado de fibras de madeira semi-duro	EN 622-3						
	MBH.LA 1 ou 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS 1 ou 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
Aglomerado de fibras de madeira de média densidade (MDF)	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.HLS	2	—	—	—	0,45	0,80

3.2.3.2. k_{def}

O coeficiente k_{def} é utilizado para representar a influência que a fluência tem sobre os materiais e a perda de capacidade resistente que ocorre ao longo do tempo (Porteous e Kermani, 2006).

Tabela 3.2- k_{def} segundo EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) - adaptado de (Faria e Negrão, 2009)

Material	Norma	Classe de serviço		
		1	2	3
Madeira maciça	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Madeira lamelada colada	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Contraplacado	EN 636			
	Parte 1	0,80	–	–
	Parte 2	0,80	1,00	–
	Parte 3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	–	–
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	–
Aglomerado de partículas de madeira	EN 312			
	Parte 4	2,25	–	–
	Parte 5	2,25	3,00	–
	Parte 6	1,50	–	–
	Parte 7	1,50	2,25	–
Aglomerado de fibras de madeira duro	EN 622-2			
	HB.LA	2,25	–	–
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	–
Aglomerado de fibras de madeira semi-duro	EN 622-3			
	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	–	–
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	–
Aglomerado de fibras de madeira de média densidade (MDF)	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	–	–
	MDF.HLS	2,25	3,00	–

3.2.3.3. K_h

Este coeficiente resulta do efeito de volume, ou seja, da influência da dimensão da peça nas propriedades resistentes, nomeadamente na tração ou flexão. A probabilidade de rotura de um volume de madeira sujeita a um nível específico de tensão é tanto maior quanto maior for o volume em questão. Esta consideração pretende ter em conta os defeitos que influenciam a capacidade resistente da peça, e que são tanto mais frequentes quanto maior o volume a considerar (Faria e Negrão, 2009). Assim, este coeficiente depende da maior dimensão da peça e do tipo de elemento de madeira considerada (madeira maciça, madeira lamelada colada ou LVL) (Porteous e Kermani, 2006).

- Para madeira maciça

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^2, 1,3 \right\} \quad 3.9$$

- Para madeira lamelada colada

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^2, 1,1 \right\} \quad 3.10$$

3.2.3.4. k_{sys}

Quando existem sistemas estruturais como pisos, paredes ou estruturas de telhados onde, sob determinadas condições explicitadas no EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014), se possa considerar que o sistema seja capaz de distribuir a carga pelos seus membros, então é possível multiplicar as principais propriedades do sistema por um coeficiente k_{sys} , beneficiando assim do facto dos elementos com maior rigidez participarem com toda a sua capacidade, ao invés de serem condicionados pela capacidade resistente dos elementos mais frágeis (Porteous e Kermani, 2006).

3.2.4. Estados Limite Últimos

A madeira é um material anisotrópico, portanto a resposta do material depende do sentido da solicitação, sendo necessário distinguir o eixo sobre o qual a peça está solicitada quando se pretende analisar a resistência da madeira, Figura 3.7.

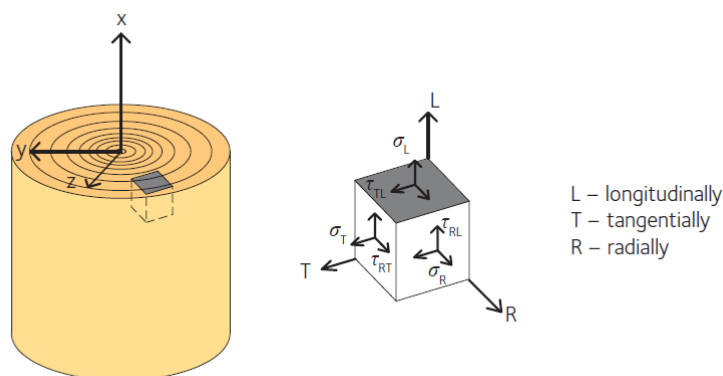


Figura 3.7 - Representação esquemática dos eixos principais de uma peça de madeira – adaptado de (SWEDISH WOOD, 2016)

3.2.4.1. Compressão e tração

- Tração

A tração na direção do eixo é a propriedade que a madeira apresenta com maior valor de resistência. A rotura pode se dar pela quebra das lamelas e/ou arrancamento. O grande problema associado a este parâmetro prende-se com o comportamento altamente frágil, Figura 3.8, da madeira sobre tração.

A tração na direção perpendicular ao fio é quase residual: Aconselha-se assim não considerar esta resistência nos cálculos.

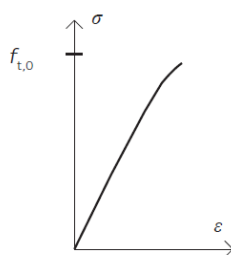


Figura 3.8 - Gráfico tensão-extensão da madeira sujeita a tração na direção do fio.- adaptado de (SWEDISH WOOD, 2016)

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad 3.11$$

- Compressão

O comportamento à compressão varia com a direção de aplicação da carga, comportamento característico dos materiais anisotrópicos.

Quando a compressão se faz sobre a orientação do eixo da peça, a fibra tem tendência a sofrer encurvadura sucessiva, registando-se um comportamento plástico, Figura 3.9. A resistência é inferior à de tração segundo o mesmo eixo, mas o material tem um comportamento mais dúctil.

$$\sigma_{c,0,d} < f_{c,0,d} \quad 3.12$$

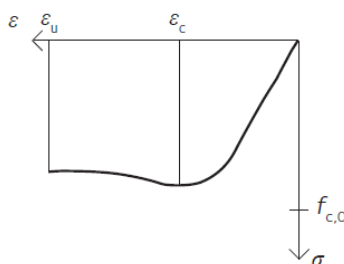


Figura 3.9 - Gráfico tensão-extensão da madeira sujeita a compressão na direção do fio – adaptado de (SWEDISH WOOD, 2016)

A compressão em elementos esbeltos deverá ser acompanhada pela verificação do risco de encurvadura, explicada em 3.2.4.5

- Compressão com um determinado ângulo em relação ao eixo

A resistência a este tipo de solicitação encontrar-se-á entre a resistência paralela ao fio/ fibras, anteriormente explicada, e a resistência perpendicular ao fio.

A expressão para o cálculo da resistência depende da resistência das situações extremas supramencionadas e do ângulo que a carga faz com o eixo, (SWEDISH WOOD, 2016).

- Compressão perpendicular às fibras

O comportamento anisotrópico da madeira influencia a forma como o regulamento tem em consideração determinados comportamentos associados à resistência ao esmagamento, quando uma peça está comprimida na direção perpendicular ao eixo de peça.

É particularmente relevante referir a forma como o regulamento se dedica a este aspeto.

Esta compressão gera grandes deformações devido ao sucessivo esmagamento das fibras, sendo tratada como um problema de estado limite último no EC5(NP EN 1995: 2004, 2014), mas que noutros regulamentos, é tratado como estado limite de utilização.

Com este problema introduz-se o coeficiente $K_{c,90}$, que tem em conta a forma como a carga está a ser aplicada. Este valor toma especial importância no caso de edifícios com múltiplos pisos (SWEDISH WOOD, 2016).

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad 3.13$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad 3.14$$

$k_{c,90} = 1$ na generalidade dos casos, de acordo com a cláusula (3) da seção 6.1.5 do EC5(NP EN 1995: 2004, 2014)

3.2.4.2. Flexão

Quando se pretende analisar o problema de flexão, devem ser tidos em conta outros esforços que estão intrinsecamente ligados ao problema da flexão:

- O esforço transversal,
- Resistência associada ao esmagamento e corte junto aos apoios, assim como junto às ligações a outros elementos de madeira.

Caso exista flexão sobre os dois planos principais, esta tem de ser combinada e em cada verificação usar o coeficiente k_m , equação 3.16 e 3.17. Este coeficiente permite que exista redistribuição de tensões, tendo em conta o efeito das propriedades do material, (Porteous e Kermani, 2006).

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad 3.15$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad 3.16$$

- Flexão combinada com a tração:

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,d}} \leq 1 \quad 3.17$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,d}} \leq 1 \quad 3.18$$

- Flexão associada com compressão:

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,d} \cdot k_{c,z}} \right)^2 \leq 1 \quad 3.19$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{t,d} \cdot k_{c,y}} \right)^2 \leq 1 \quad 3.20$$

- Bambeamento

O problema do bambeamento caracteriza-se pelo carregamento normal ao eixo de inércia mais forte. Os membros sujeitos à flexão estão sujeitos à ocorrência de instabilidade lateral, provocada pela deficiente restrição de movimento na zona comprimida da viga. A deformação é caracterizada por deslocamentos transversais do plano de carga acompanhados de torção (Faria e Negrão, 2009).

A metodologia preconizada no EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014), passa por limitar a tensão resistente por um valor k_{crit} .

$$\sigma_{m,d} = k_{crit} \cdot f_{m,d} \quad 3.21$$

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{se } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{se } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad 3.22$$

Este coeficiente obtém-se através da curva de bambeamento e a sua posição nesta curva é função do coeficiente $\lambda_{rel,m}$.

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad 3.23$$

Em que $\sigma_{m,crit}$ é a tensão equivalente a o momento crítico, M_{crit} , ou seja, o valor do momento máximo a partir do qual a viga entra em bambeamento.

Assim o valor correspondente da tensão crítica, $\sigma_{m,crit}$ é determinada segundo o EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) como:

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot \frac{b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} \quad 3.24$$

A definição desta tensão depende da forma do diagrama de momentos fletores. Tendo como referência uma viga simplesmente apoiada com um diagrama de momentos uniforme. Assim em situações com diagramas não uniformes existem seções que estão sujeitas a tensões inferiores à tensão máxima, conduzindo a valores de momentos superiores ao de referência.

Para ter em conta esta condição o EC5 permite a definição de um valor do comprimento de bambeamento efetivo. A definição deste comprimento é conseguida através do coeficiente m , que afeta o comprimento da barra em função da forma do diagrama de momentos, quadro 6.1 do EC5.

Tabela 3.3 - Quadro comparativo para diferentes diagramas de momentos - adaptado do EC5(NP EN 1995: 2004, 2014)

Tipo de viga	Tipo de carregamento	$m = \frac{l_{ef}}{l}$
Simplesmente apoiada	Momento constante	1
	Carga uniformemente distribuída	0,9
	Força a meio vão	0,8
Consola	Carga uniformemente distribuída	0,5
	Força na extremidade	0,8

Assim $\sigma_{m,crit}$ pode determinar-se:

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot \frac{b^2}{h \cdot l_{m}} \cdot E_{0,05} \quad 3.25$$

No caso de coexistência de flexão e compressão o EC5 define:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_{c,z}} + \left(\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \cdot k_{crit}} \right)^2 \leq 1 \quad 3.26$$

3.2.4.3. Corte

A resistência ao corte da madeira é diferente, tendo em conta os planos de solicitação devido à anisotropia do material. A fórmula proposta pelo EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014), é mais uma vez a formulação clássica da resistência dos materiais, tendo em conta o comportamento frágil do material e a não plastificação do mesmo.

Neste tipo de esforço, as fendas representam um problema, pelo que são um impedimento para a transferência de esforços. O coeficiente k_{cr} , é apresentado como um valor para fazer face ao problema, reduzindo a largura efetiva da seção.

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad 3.27$$

- Para madeira maciça e lamelada colada

$$k_{cr} = 0,67 \quad 3.28$$

- Para outros tipos de produtos de madeira

$$k_{cr} = 1 \quad 3.29$$

As verificações ao corte das peças de madeira devem ainda ter em conta a proximidade das cargas junto aos apoios, que podem ser desprezadas segundo o EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) se estiverem a uma distância h (altura da seção da peça sobre o apoio) da face do apoio.

A concentração de tensões em entalhes é igualmente objeto de análise, sendo a resistência alterada por coeficiente k_v , que depende do tipo de material, da altura da peça e de um coeficiente alfa, fator adimensional usado para descrever a geometria do nó, (SWEDISH WOOD, 2016).

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad 3.30$$

3.2.4.4. Torção

A falta de cintagem longitudinal das peças de madeira provoca um desfibramento das peças sujeitas à torção (Faria e Negrão, 2009).

O regulamento prevê o uso de duas seções distintas, circular ou retangular. Para cada uma destas as expressões usadas são uma vez mais resultado de análises clássicas da resistência de materiais.

Ainda sobre este ponto, importa referir que, para acautelar a maior resistência da madeira à torção quando comparada com o corte direto, o EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) prevê o uso de um coeficiente k_{shape} .

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} \cdot f_{v,d} \quad 3.31$$

$$k_{shape} = \begin{cases} 1,2 & \text{para seções circulares} \\ 1 + 0,15 \cdot \frac{h}{b} & \text{para seções retangulares} \end{cases} \quad 3.32$$

3.2.4.5. Dimensionamento de membros esbeltos

Nestes elementos a rotura não se dá por esgotamento da capacidade resistente, mas sim da associação dos esforços da peça à encurvadura que reduz esta capacidade.

A necessidade de verificar uma peça à encurvadura depende de λ_{rel} .

Quando λ_{rel} de cada um dos eixos principais é inferior a 0,3 a verificação à encurvadura é dispensável. Se λ_{rel} em relação a algum os eixos for superior a 0,3 a verificação já envolve considerações diferentes de 3.2.4.1., (Faria e Negrão, 2009).

Assim a verificação regulamentar aplica-se a dois planos perpendiculares à peça, definindo-se inicialmente as esbeltezas correspondentes a estes eixos, procedendo-se de seguida à definição de um valor de esbelteza relativa.

$$\lambda_y = \frac{l_{e,y}}{i_y} \quad ; \quad \lambda_z = \frac{l_{e,z}}{i_z} \quad 3.33$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad ; \quad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad 3.34$$

Quando $\lambda_{rel} > 0,3$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad 3.35$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad 3.36$$

Em que:

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3)) + \lambda_{rel,y}^2 \quad 3.37$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3)) + \lambda_{rel,z}^2 \quad 3.38$$

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2, & \text{para madeira lamelada colada} \\ 0,1, & \text{para madeira maciça} \end{cases} \quad 3.39$$

Para a verificação final das tensões de cálculo e uma vez que estes elementos estão também sujeitos a momentos flectores usa-se:

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,d} \cdot k_{c,z}} \leq 1 \quad 3.40$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,d} \cdot k_{c,y}} \leq 1 \quad 3.41$$

3.2.5. Estado limite de serviço.

Como já referido anteriormente a condição de cumprimento do estado limite de serviço é muitas vezes aquela que condiciona o projeto. O regulamento define dois aspetos sobre os quais se deve ter especial atenção: vibrações e deformações. São ainda definidos valores para a resistência ao escorregamento das ligações em serviço.

3.2.5.1. Deformações

As deformações são em muitos casos os fatores condicionantes na verificação de uma estrutura de madeira, sendo afetados pela carga e pelo teor em água da madeira.

O EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014) define um modelo de cálculo para estimar as deformações, tendo em conta duas parcelas: a deformação instantânea (u_{inst}) calculada com a combinação característica de ações, e a deformação final (u_{fin}) que deve ser calculada com a combinação quase-permanente. Ambas as combinações são definidas no EC1, (NP EN 1990: 2009, 2009).

O EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014), permite que, caso os elementos da estrutura tenham todos o mesmo comportamento à fluência, se possa considerar uma relação linear entre a deformação final e instantânea, usando os valores de rigidez médios.

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + \sum u_{fin,Q,i} \quad 3.42$$

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) \quad 3.43$$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q} \cdot (1 + \Psi_{2,1} k_{def}) \quad 3.44$$

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} \cdot (\Psi_{0,i} + \Psi_{2,i} k_{def}) \quad 3.45$$

As componentes de deformação identificadas anteriormente decorrentes das combinações das várias ações resultam no que está evidenciado na Figura 3.10.

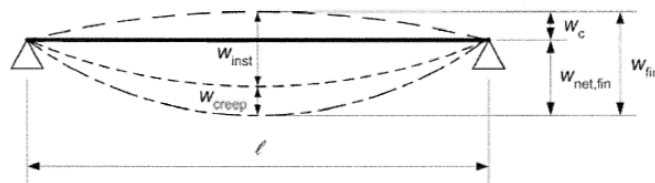


Figura 3.10 - Componentes da deformação segundo EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014)

Com:

w_c - Contra flecha se existir

w_{inst} - Deformação instantânea

w_{creep} - Deformação devido à fluência

w_{fin} - Deformação final

$w_{net,fin}$ - Deformação final sem contra flecha

O regulamento requer que as deformações sejam limitadas de forma a permitir que os elementos construtivos funcionem como o previsto, e que não existiam deficiências detetáveis a olho nu, (Porteous e Kermani, 2006).

As deformações têm limites bem definidos no EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014), com valores que dependem da relação entre o vão e um valor definido no regulamento, Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Valores limite para deformações na viga -adaptado do EC5(NP EN 1995: 2004, 2014)

Condições de apoio	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Simplesmente apoiada	$\frac{L}{300} \leq \frac{L}{500}$	$\frac{L}{250} \leq \frac{L}{350}$	$\frac{L}{150} \leq \frac{L}{300}$
Consola	$\frac{L}{150} \leq \frac{L}{250}$	$\frac{L}{125} \leq \frac{L}{175}$	$\frac{L}{75} \leq \frac{L}{150}$

3.2.5.2. Vibrações

As vibrações devem ser cuidadosamente calculadas de forma a não serem causa do mau funcionamento do edifício, ou de desconforto para quem o usa. Este fenómeno pode ser provocado por maquinaria que trabalha sobre o piso, ou pelo próprio caminhar das pessoas sobre a estrutura.

No caso dos edifícios residenciais, o documento impõe uma frequência de vibração limite inferior de 8 Hz.

Se for menor do que 8 Hz deve-se fazer uma investigação especial. Se o valor for maior os requisitos a cumprir serão:

$$\frac{w}{F} \leq a \quad v \leq b^{(f_1 \cdot \zeta - 1)} \quad 3.46$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_1}{m}} \quad 3.47$$

$$v = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot n_{40})}{m \cdot b \cdot l + 200} \quad 3.48$$

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_1}{(EI)_b} \right\}^{0.25} \quad 3.49$$

3.2.5.3. Ligações

Tal como nas estruturas metálicas, as estruturas de madeira têm no dimensionamento das ligações o passo mais complexo e que obriga aos projetistas dedicar especial atenção.

Os elementos que ligam as várias peças, geralmente metálicas, quando estão sob o efeito da carga deformam-se e provocam indentações nas peças que estão a ligar. Define-se por isso o coeficiente K_{ser} função do rácio entre o deslocamento relativo da ligação e uma força de duração instantânea.

Os esforços nas ligações entre elementos são avaliados para o estado limite último, e obtêm-se através de uma análise elástica da própria estrutura. As ligações em estruturas de madeira podem ser de dois tipos: entalhadas ou mecânicas. As primeiras eram usadas antigamente e continuam a ser usadas em peças meramente decorativas. As segundas são usadas nos projetos nos dias de hoje e podem encaixar-se em dois tipos distintos: ligadores do tipo cavilha e os ligadores planos, (Harrington, Jacob e Short, 1995).

O regulamento define os requisitos para ligações com diferentes tipos de componentes.

- Pregadas;
- Aparafusadas;
- Cavilhas ou parafusos de porca;
- Ligadores planos;
- Chapas metálicas dentadas.

3.2.5.4. Teoria de Johansen

A teoria de Johansen é a forma que o EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014), providencia para se efetuar o cálculo de ligadores ao corte. Este método estabelece uma serie de equações limite na ligação entre vários elementos, seja de madeira com madeira, ou madeira com elementos metálicos. Estas equações apoiam-se em duas características dos elementos intervenientes: a resistência ao esmagamento das peças de madeira e o momento plástico dos ligadores, (SWEDISH WOOD, 2016).

O EC5 na seção 8.2 apresenta os diferentes modos de rotura que podem acontecer quando uma ligação é solicitada ao corte e que devem ser calculados, uma vez que não se sabe antecipadamente qual é o tipo de rotura que poderá ocorrer primeiro (modo condicionante).

As equações 8.6 e 8.7 da mesma secção apresentam os valores que se deverão ter em conta para calcular o esforço máximo a que uma ligação madeira-madeira poderá estar sujeita. São representados os diferentes modos de rotura associados às várias configurações e planos de corte. Cada um dos modos de rotura implica sempre o esmagamento da madeira associado, ou não, à plastificação do ligador. Assim, podem identificar-se três modos de rotura. No primeiro existe esmagamento de uma das peças, ou de ambas as peças em localizações opostas, Figura 3.11. No segundo, para além do esmagamento da madeira, ocorre a formação de uma rótula plástica do ligador de metal, Figura 3.12. Finalmente, no terceiro caso ocorre a formação de duas rótulas plásticas do ligador em cada peça, para além do esmagamento, Figura 3.13.

As figuras que seguem dizem respeito apenas ao corte simples, segundo um plano de corte. No entanto, caso existam mais planos de corte as configurações assemelham-se.



Figura 3.11 - Primeiro modo de rotura – adaptado de (Larsen, 1992)

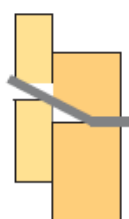


Figura 3.12 - Segundo modo de rotura – adaptado de (Larsen, 1992)

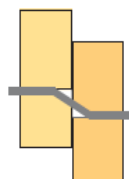


Figura 3.13 - Terceiro modo de rotura – adaptado de (Larsen, 1992)

As regras para as ligações entre elementos de aço e madeira encontram-se também na secção 8.2.3 do EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014).

Neste caso a capacidade de carga está relacionada com a espessura da chapa. Uma chapa fina segundo a clausula 1 desta mesma secção terá uma espessura de $0,5 d$, e uma chapa espessa uma espessura maior ou igual a d , sendo d a dimensão do furo para colocar o ligador.

O EC5 refere ainda que para chapas com espessura intermédia, a resistencia das mesmas será um valor intermédio entre as duas situações extremas referidas anteriormente. Finalmente, a clausula 2 da secção 8.2.3 alerta para o facto de ser sensato verificar a resistencia da chapa metálica.

4.

CASO DE ESTUDO, ESTRUTURA E OPÇÕES TOMADAS

4.1. APRESENTAÇÃO GERAL-CASO DE ESTUDO

O caso de estudo refere-se a um edifício situado na avenida de Rodrigues de Freitas na cidade do Porto, ocupado por serviços e habitação unifamiliar, Figura 4.1 e as suas características seguem os principais fatores identificativos das típicas casas burguesas do Porto.



Figura 4.1 - Edifício original - fotografia do autor

4.1.1. Casa do Porto

Uma vez que o caso em estudo se integra no modelo típico da casa burguesa portuense, interessa conhecer quais são as suas particularidades mais importantes, de forma a estudar a solução que melhor se adapta ao edifício sobre o qual este trabalho se debruça. Recorre-se por isso ao trabalho de Teixeira (Teixeira, 2004), que incide precisamente na caracterização da casa burguesa do Porto.

As casas antigas têm em comum a forma como interagem com o ambiente que as rodeiam e a forma como foram idealizadas. Em particular, os materiais que usam mudam consoante a região onde se localizam. As típicas casas do Porto sofreram alterações com o tempo motivadas pelo aperfeiçoamento das técnicas de construção, ou com a mudança de paradigma relativamente às principais preocupações dos seus habitantes.

Procurando sintetizar e compreender quais as principais características das habitações, importa conhecer a sua forma em planta, os materiais e a forma como cada um deles era usado. Nesta descrição irá ser considerada uma casa tipificada correspondente à casa mais comum.

Em primeiro lugar é de notar que a forma dos edifícios segue uma linha comum. Construções mais profundas do que largas, que tinham no rés-do-chão paredes de alvenaria e nos pisos superiores paredes de tabique, paradigma que foi alterado com o tempo, passando as paredes de alvenaria a acompanhar toda a altura do edifício. Estas características podem ter uma explicação apresentada por Teixeira (Teixeira, 2004), antigos parcelamentos rurais que condicionaram o tamanho dos edifícios, ou condicionalismo devido ao tamanho de vigas de madeira que havia disponível e que limitavam a largura dos edifícios.

A estrutura do edifício pode ser dividida em elementos principais e secundários. Os principais são: paredes de meação, pavimentos e coberturas. Os secundários são: paredes de fachada, paredes interiores (tabique, reforçado ou não) e escadas. Destacam-se as paredes de meação onde assentam as vigas do pavimento em cerca de 2/3 de espessura da parede, ou na espessura total, sendo estas as paredes portantes principais. As paredes de fachada importam analisar, não pela sua função como elemento portante vertical, que não é de todo uma condicionante do projeto, mas pela necessidade de garantir uma ligação adequada ao resto da estrutura, de forma a potenciar o funcionamento em “caixa”.

Os pisos eram constituídos por um vigamento constituído por troncos rolados, ou flaqueados em dois lados onde repousavam as tábuas do soalho. Estes elementos tinham diâmetros que variavam entre os 20cm e os 30cm e estavam afastadas cerca de 50cm a 70cm. O seu comprimento era no máximo de 7 metros e repousavam nas paredes de meação. No século XX era comum existirem vigas esquadriadas.

4.2. REQUISITOS REGULAMENTARES

O dimensionamento de toda a estrutura terá em consideração as solicitações definidas nos regulamentos usados em projetos de estruturas, nomeadamente o EC0 (NP EN 1990: 2009, 2009), EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009) e o EC8 (NP EN 1998-1, 2010). Todas as verificações de segurança que se exigem terão como base o EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014).

- Eurocódigo 0 – Bases de Projeto de Estruturas;
- Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas;
- Eurocódigo 5 – Projetos de Estruturas de Madeira;
- Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para resistência aos Sismos.

As solicitações do vento e sismo, serão alvo de análise para garantir que a estrutura está preparada para suportar este tipo de solicitações. Contudo o principal interesse é a nível académico, com o objetivo de perceber como a estrutura de madeira se comporta e quais são as formas de contornar todos os problemas que possam surgir.

4.3. OPÇÕES ESTRUTURAIS E DE MODELAÇÃO

O objetivo da intervenção passa por recuperar o piso do primeiro andar, e dotar o edifício de mais dois pisos. A cobertura foi pensada de forma a ser aproveitada como área útil, perfazendo assim 3 pisos habitacionais novos. Em termos genéricos a habitação é constituída por paredes de alvenaria de pedra usada das paredes de fachada e tardoiz assim como nas paredes de meiação, e por pavimentos e cobertura em estrutura de madeira.

Apesar da explicação efetuada nos capítulos anteriores no sentido de se manter a estrutura original sempre que possível, no caso em estudo as condições arquitetónicas impostas obrigam ao desenho de uma nova estrutura de madeira capaz de suportar as novas solicitações. Todavia apesar da substituição dos elementos de madeira na definição do novo sistema resistente optou-se por tentar aproximar às características originais do edifício.



Figura 4.2 - Representação do edifício, fachada e tardoiz - adaptado dos documentos fornecidos por NCREP

4.3.1. Breve apresentação e considerações principais

É da máxima importância perceber quais são as principais particularidades do edifício que se pretende dimensionar de forma a encontrar as melhores soluções que respeitem por um lado o que os regulamentos definem e por outro garantir o conforto a quem vai usufruir do edifício.

Deste modo, destacam-se algumas particularidades do edifício que tiveram um papel importante na definição da solução final. O edifício em planta é relativamente homogéneo. Os pisos são semelhantes, variam apenas na parte de trás do edifício, Figura 4.3.



Figura 4.3 - Plantas dos diferentes pisos do edifício, da esquerda para a direita: rés-do-chão, 1º piso, 2º piso, 3º piso, 4º piso - adaptado dos documentos fornecidos pelo NCREP

As paredes laterais seguem o alinhamento das paredes de alvenaria já existentes. Em termos de paredes transversais, não existe um alinhamento a não ser nos topos do edifício, sendo clara a necessidade de existir um alinhamento numa zona mais central, para dotar o edifício de rigidez lateral, essencial num edifício com um desenvolvimento longitudinal quatro vezes superior à dimensão transversal, Figura 4.4

Para finalizar, outra característica que influencia o dimensionamento prende-se uma vez mais com as paredes transversais, uma vez que o rés-do-chão será um *open space* e qualquer parede que se coloque no interior do edifício para receber cargas verticais irá transmiti-las ao piso do primeiro andar, acarretando elevados esforços para este pavimento. Assim desde logo considerou-se que apenas as paredes laterais receberiam carga vertical obrigando as vigas de pavimento a vencer o vão de 5,45 m

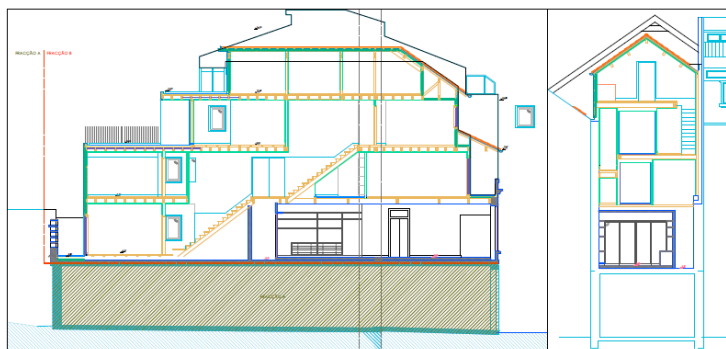


Figura 4.4 - Cortes do edifício - adaptado dos documentos fornecidos por NCREP

4.3.2. Modelação

É extremamente importante que os modelos representem com fiabilidade a realidade que se pretende estudar. Contudo, as escolhas que são feitas devem ser cautelosas e seguir uma linha de raciocínio que permita ao projetista calibrar o modelo e perceber se os resultados obtidos são plausíveis, ou se pelo contrário o método de cálculo está errado.

Indo de encontro a esta linha de raciocínio, e recorrendo ao programa de cálculo estrutural *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS* (Autodesk, 2018), foi possível realizar um modelo do caso em estudo. Neste modelo foram usados somente elementos de barra e de casca, assim como alguns artifícios de modelação para simplificar o cálculo estrutural, que são evidenciados nos próximos pontos.

4.3.3. Alvenaria

Uma correta simulação do caso de estudo obriga a que se aproxime ao máximo as características do modelo da alvenaria à realidade. Neste sentido, importa conhecer, quer as suas características mecânicas, quer as geométricas. Ambas as situações estão envoltas em muitos fatores que dificultam o total conhecimento destas características.

De acordo com Almeida (Almeida, 2013), a caracterização mecânica e geométrica de alvenarias antigas envolve algumas dificuldades. A autora explica a dificuldade devido a inúmeros fatores, que se enumeram de seguida:

- Técnicas de construção;
- Disposição e forma dos elementos constituintes;
- Tipo de seção transversal;
- Alteração das características dos materiais com o tempo, danos ou patologias que possam existir.

A forma mais eficaz de avaliar a capacidade resistente das paredes passaria pela realização de ensaios na alvenaria. No entanto essa alternativa acarreta uma logística complicada e custos que podem não a justificar. Para fazer face a esta situação, recorrer-se-á aos estudos desenvolvidos no âmbito da tese de doutoramento de Celeste Almeida (Almeida, 2013).

Este trabalho debruça-se sobre a alvenaria das casas típicas do Porto, onde se procurou por via de ensaios experimentais testar segmentos de paredes originais e ainda testar soluções de reforço. Para o caso em consideração utilizar-se-ão os valores médios obtidos para os segmentos originais, Tabela 4.1.

Importa salientar que estes valores fazem parte de um estudo por amostragem das casas do Porto, mas que as semelhanças que existem entre os edifícios do Porto levam a que se aceitem estes valores das características mecânicas com alguma segurança.

Tabela 4.1- Propriedades mecânicas dos ensaios de compressão nos painéis de alvenaria – adaptado (Almeida, 2013)

Painel	f_{cp}^a (N/mm ²)	σ_H^b (N/mm ²)	E_{cp} (kN/mm ²)		ν	
			Estado de tensão uniaxial	Estado plano de tensão biaxial	Estado de tensão uniaxial	Estado plano de tensão biaxial
PP1	3.94	0.50	0.22	0.22	0.28	0.36
PP2	2.50	0.24	0.32	0.34	0.24	0.28
média	3.22	0.62	0.27	0.28	0.26	0.32

Tendo em conta os resultados obtidos por Almeida os valores que se usaram na modelação e verificação da capacidade resistente foram os da Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Valores considerados para representar as características principais das paredes

Espessura	0,3
E_{cp}	0,25 kN/ mm ²
ν	0,5
$f_{c,k}$	2,5 MPa

4.3.4. Paredes de madeira

4.3.4.1. Opções a considerar

Para as paredes considerou-se a solução com painéis de madeira. Esta solução baseia-se na utilização de elementos verticais sobre as vigas, denominados de prumos, unidos por elementos horizontais, os batentes. Para garantir uma maior resistência às solicitações é prática corrente usar elementos diagonais no interior dos painéis.

Os batentes estão presentes quer no topo, quer na base das paredes, assim como no ponto médio das paredes com função de fornecer contraventamento lateral. Os painéis de revestimento fornecem estabilidade lateral e rigidez às paredes.

Referir como nota final que para além desta solução, ainda se considerou a opção de construir as paredes com elementos de CLT.

Com recurso ao catálogo da KLH (KLH Massivholz GmbH, 2017), verificou-se que existem diversos painéis adequados às solicitações que se estavam a considerar. Pelo explicado em 3.1.2.3, percebe-se que o material tem características interessantes e que poderiam trazer vantagens para o caso em estudo. No entanto os custos associados e a pouca tradição portuguesa na utilização deste material (CLT) não o tornam uma opção viável.

4.3.4.2. Solução final

Os painéis de madeira que fazem parte das paredes resistentes foram modelados com elementos de barras verticais e horizontais. Por opção não se considerou as placas de derivados de madeira, OSB, que se irão colocar nas faces da parede. Esta opção tem um carácter conservativo pois estes aumentam a rigidez e capacidade resistente à estrutura, Figura 4.5.

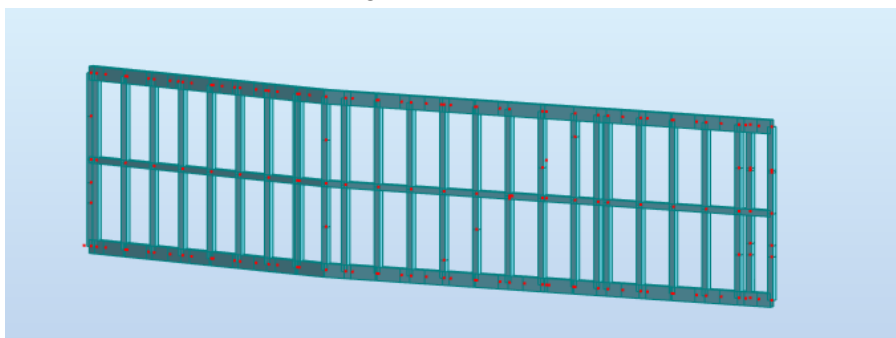


Figura 4.5 - Representação de uma parede tipo - adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

As paredes resistentes de madeira assentam sobre as paredes de meiação de alvenaria. No entanto se existissem apenas estas paredes o edifício apresentaria uma grande rigidez na direção das paredes e défice de rigidez na direção transversal sendo fator de instabilidade sobretudo quando solicitado por ações horizontais.

Tendo em conta este fator foram dimensionadas paredes transversais com capacidade resistente. A sua principal função não é resistir às cargas verticais, mas atribuir rigidez lateral ao edifício.

A colocação destas paredes foi definida no lugar onde estão previstas as paredes divisórias dos vários compartimentos.

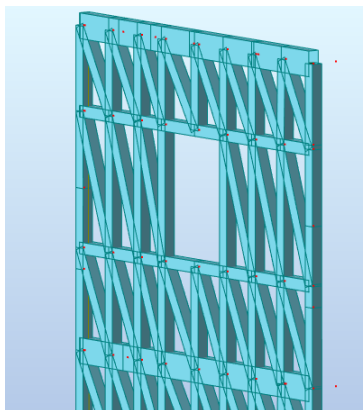


Figura 4.6 - Exemplo de uma parede transversal - *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

4.4. PAVIMENTOS

4.4.1. Pré dimensionamento e Modelação

A modelação correta dos elementos do piso é fulcral para que se possa avaliar o comportamento global do pavimento.

Para realizar o pré-dimensionamento, escolheu-se a opção clássica da viga simplesmente apoiada para representar as vigas de pavimento que apoiam nas paredes de alvenaria ou de madeira. Foi uma decisão

tomada com precaução, sabendo que não representa na íntegra a situação real. Poder-se-ia considerar uma situação intermédia entre o encastramento total e a rotação livre, no entanto esta opção é conservativa, pois garante que o momento máximo a que a viga estará sujeita, que neste caso é

$M = \frac{p \cdot l^2}{8}$, é o maior valor que alguma vez poderá estar instalado na viga.

Com:

p – carga uniformemente distribuída sobre a viga (kN/m)

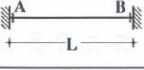
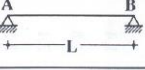
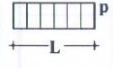
l - comprimento da barra

Numa fase em que se pretende modelar o edifício no programa *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS* (Autodesk, 2018), as vigas foram modeladas como elementos de barra e o soalho com uma casca que tem como principal função uniformizar a distribuição das cargas sobre as vigas.

Uma vez que as vigas de pavimento irão descarregar os seus esforços sobre as paredes, quer as de madeira, quer as de alvenaria, as ligações entre os elementos verticais e horizontais deve ser cuidada.

No caso das ligações das vigas de madeiras nas paredes de alvenaria de pedra, e porque a rigidez nos apoios não é nula e depende em grande parte da alvenaria e do comprimento da viga assente/ encastrada na parede, usou-se como valor de referência o momento sobre o apoio de uma viga bi-encastrada, Tabela 4.3 e calibrou-se a rigidez da ligação no modelo até atingir-se cerca de 20% do momento fletor correspondente à situação de encastramento perfeito.

Tabela 4.3 - Tabelas Técnicas do IST - viga bi-encastrada (IST - Instituto Superior Técnico, 1992)

Tipo de Viga		
Carga		
	$M_A = M_B = -\frac{p L^2}{12}$; $M_{\max}^+ = \frac{p L^2}{24}$ $V_A = V_B = \frac{p L}{2}$	$M_{\max}^+ = \frac{p L^2}{8}$ $V_A = V_B = \frac{p L}{2}$

Este valor de 20% de rigidez não tem qualquer base científica, tendo-se recorrido ao conhecimento de engenheiros experimentados no dimensionamento de estruturas deste género que, alertando para o facto de se tratar de um assunto não consensual no seio da comunidade técnico-científica, têm este valor como plausível para representar a rigidez da ligação.

- Calibração da rigidez

O processo de calibração é iterativo e encontra-se resumido na Tabela 4.4. Inicialmente calculou-se o momento fletor no apoio para a situação de bi-encastramento perfeito de uma viga de pavimento, tendo-se em seguida manipulado no modelo o valor da rigidez nos apoios de forma a obter-se cerca de 20% desse momento nos apoios, Figura 4.7. Para se atingir este valor, foi necessário considerar como rigidez à rotação na fronteira da casca que simula o soalho 300 kN.m/rad/m.

Tabela 4.4 - Momentos sobre o apoio para diversas situações

Carga	Momento Fletor (kN.m)	
	Meio vão	Sobre o apoio
viga com encastramento perfeito	1,24	-2,47
20%*M _{TEÓRICO}	3,22	-0,494
M _{ROBOT}	3,38	-0,44

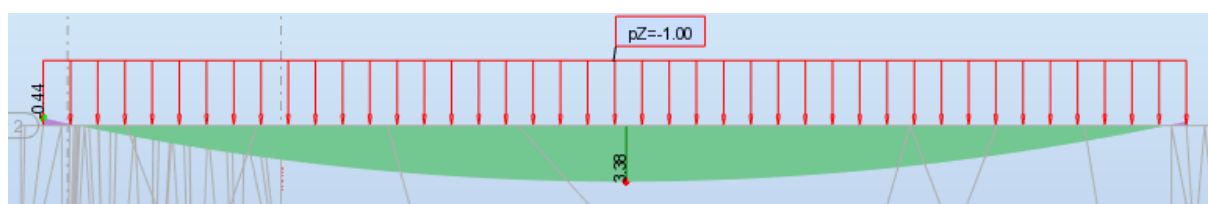


Figura 4.7 - Diagrama de Momentos Fletores para uma viga solicitada com uma carga de 1kN/m – adaptado de ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

4.4.1.1. Solução obtida

A escolha do tipo de material passou pela análise em termos económicas e ainda pela garantia que eram cumpridos todos os requisitos dimensionais.

Para as vigas de pavimento, a escolha por uma solução de lamelados colados mostrou-se a mais acertada. Esta preferência deveu-se à maior resistência em termos mecânicos e físicos para além da maior disponibilidade de dimensões.

Para se iniciar o pré-dimensionamento das vigas foi necessário definir o espaçamento. Esta escolha passa por procurar a distância para que, por um lado exista uma otimização do material, e por outro se cumpra o regulamento. Os pavimentos, de casas antigas utilizam espaçamentos que rondam 0,50 m. Tendo em conta estes elementos, optou-se por um espaçamento de 0,45 m. Tomada esta decisão, procedeu-se ao pré-dimensionamento, tendo em conta o modelo simplificado supramencionado.

As cargas de cálculo consideradas no pré-dimensionamento foram o peso próprio da viga e a sobrecarga prevista no EC1, multiplicada pela largura de influência da viga, neste caso 0,45 m.

Na generalidade, vigas de classe de resistência GL24h, com dimensões 100x220mm², secções disponíveis no catálogo da PORTILAME (PORTILAME - Engenharia e Madeira, 2011), cumprem os requisitos exigidos no EC5 (NP EN 1995: 2004, 2014), para ações correspondentes a cerca de 60%/70% da capacidade máxima. Este valor não é ocasional: Todo o pré-dimensionamento é pensado para que a capacidade resistente do elemento de madeira fique neste intervalo, de forma a evitar tensões elevadas que causem um maior desgaste/ degradação do material.

Refere-se ainda que a grande homogeneidade entre pisos e a opção considerada das vigas vencerem a totalidade do vão, faz com que o pavimento principal seja semelhante em todos os pisos, com diferenças provenientes principalmente da interrupção causada pela caixa de escadas, Figura 4.8.

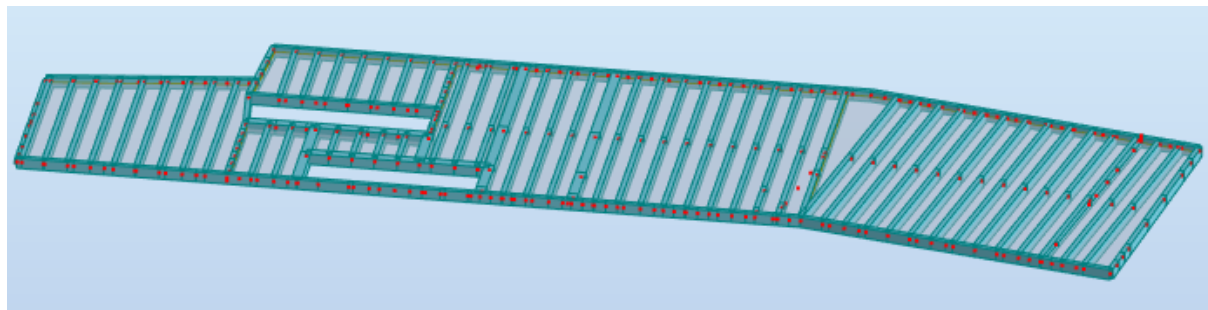


Figura 4.8 - Representação de um pavimento tipo - adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

4.4.2. Caixa de Escadas

4.4.2.1. Cadeias e vigas que suportam as cadeias

Para efetuar a interrupção do pavimento que permite colocar as escadas é necessário recorrer ao uso de cadeias. Esta técnica passa pela colocação de uma viga transversal às vigas principais no local da interrupção, apoiada nas vigas principais localizadas imediatamente antes e depois da interrupção. Esta viga serve para apoiar as vigas do pavimento que foram interrompidas para colocar as escadas, Figura 4.9. Nestes casos, o pré-dimensionamento segue os mesmos procedimentos do dimensionamento dos restantes elementos do piso, tendo em atenção que estas vigas podem estar sujeitas a esforço transversos consideráveis. Assim, a solução obtida passou pela utilização da mesma seção usada nas vigas do pavimento, mas para aumentar a capacidade resistente juntaram-se duas vigas funcionando em conjunto

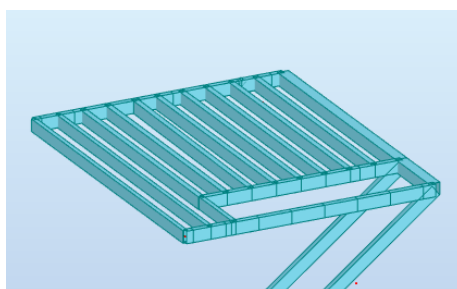


Figura 4.9 - Exemplo de uma cadeia pelo *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

4.4.2.2. Vigas das escadas

Também neste caso o pré-dimensionamento foi realizado com uma viga simplesmente apoiada. Os valores dos esforços que estes elementos estão sujeitos são substancialmente diferentes levando a optar por uma viga de seção mais reduzida, $100 \times 180 \text{ mm}^2$.

4.4.3. Estrutura da Cobertura

Pelo facto de ser uma estrutura com uma configuração particular com aproveitamento do desvão do telhado foi necessário pensar no desenho da estrutura da cobertura de forma a cumprir a sua função de espaço útil habitável, ou seja, permitir aproveitar o pé direito e fazer o “fecho” da estrutura.

O mercado oferece diversos tipos de asnas, contudo neste caso é economicamente mais viável dimensionar a estrutura que melhor se adequa às exigências e montar em obra. O único local disponível para colocar estes elementos sem que compromettesse o espaço útil das divisórias era no local exato onde estão previstas as paredes divisórias, Figura 4.10. Assim este elemento foi repetido quatro vezes ao longo da cobertura.

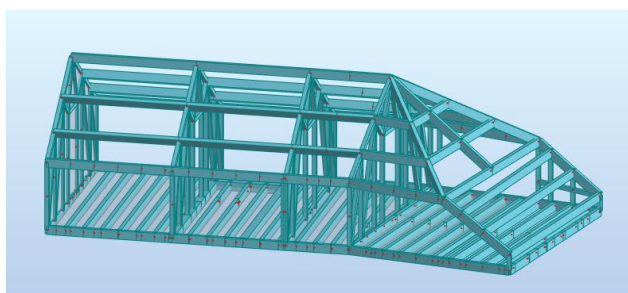


Figura 4.10 - Representação da cobertura e posição das asnas - adaptado de *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

As alternativas para a configuração da asna eram diversas. A única condição que se punha no desenho estrutural deste elemento consistia em deixar espaço na asna para inserir a porta entre espaços.

A solução final adotada é apresentada na e a sua escolha apoiou-se em dois motivos:

- A localização dos prumos deveria coincidir com o local onde as madres se apoiam, evitando esforços de flexão excessivos nas pernas;
- Das várias alternativas que se testaram com forças unitárias no local onde apoiam as madres, a solução escolhida foi a que apresentou menor valor de esforço horizontal a transmitir para as paredes do piso inferior.

Também aqui se levantou a questão de como deveriam ser modeladas as ligações, tal como discutido em 2.3.2.2. Tendo em conta as possíveis formas de ligação que hoje em dia o mercado oferece, e pensando que estes elementos podem ser ligados com elementos planos com capacidade de transmitir momentos fletores, a cobertura foi modelada com barras ligadas entre si de forma rígida, Figura 4.11.

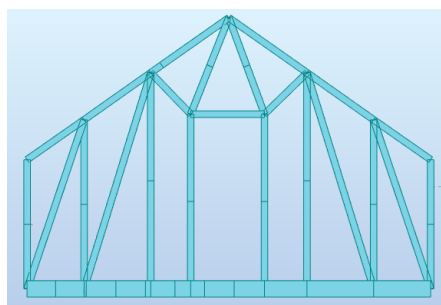


Figura 4.11 - Representação da asna - adaptado de *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

4.5. AÇÕES A CONSIDERAR.

As ações relevantes que importa analisar e calcular neste caso são: as ações permanentes, as sobrecargas definidas no eurocódigo 1 (NP EN 1991-1-1, 2009), o vento e as ações sísmicas. Outro tipo de cargas relacionadas com fenómenos como por exemplo a neve ou as mudanças drásticas de temperatura, não tem qualquer tipo de influência na zona em que o edifício se insere não sendo, deste modo alvo de qualquer análise.

As combinações de cálculo a utilizar serão:

Fundamental – combinação de base

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 4.1$$

Sísmica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 4.2$$

Característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 4.3$$

Quase-Permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 4.4$$

4.5.1. Permanentes

As ações permanentes, Tabela 4.5, que se consideram nesta situação relacionam-se com o peso próprio dos materiais que foram usados, quer para as peças estruturais, quer para os elementos de revestimento ou paredes divisórias. No que diz respeito aos restantes elementos, foi necessário fazer algumas considerações por não existir o conhecimento das opções do dono de obra.

Assim, para elementos como os revestimentos, recorreu-se a tabelas técnicas (IST - Instituto Superior Técnico, 1992) para definir qual a carga que elementos genéricos deste tipo transferem para a estrutura.

Para representar as cargas que os elementos de revestimento exterior transmitem à estrutura recorreu-se ao catálogo fornecido pela empresa Krono France (KRONO FRANCE, 2002) e por um produto genérico que pudesse representar uma possível solução de revestimento.

Tabela 4.5 - Resumo das cargas permanentes consideradas para o cálculo

Cargas consideradas	kN/m	kN/m ²
Peso Próprio	Neste caso o peso próprio foi definido com as densidades que existem na base de dados do programa, que tem acesso às normas que regem os materiais, nomeadamente a EN338	
Teto e Soalho	-	0,3
Telha lusa e ripado	-	0,7
Pavimento da cozinha e WC	-	0,9
Revestimento exterior da parede (depende do piso)	0,51 (1º)	
	0,43 (2º)	
	0,43 (3º)	
	0,27 (4º)	

4.5.2. Sobrecargas

As sobrecargas, Tabela 4.6, foram consideradas de acordo com o prescrito no EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009) em 6.3.1. O edifício em causa insere-se na categoria A, obtendo-se do quadro 6.1 os valores definidos para a sobrecarga nos pavimentos e escadas.

Para as coberturas, seção 6.3.4 do EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009), as cargas consideradas correspondem às categorias H e I, definidas nos quadros 6.10 e 6.11 do regulamento.

Finalmente o EC1 parte 1 (NP EN 1991-1-1, 2009) permite que, caso não se conheça a exata localização das paredes divisórias e o piso tenha capacidade de transferência de carga, se considere uma carga uniformemente distribuída no pavimento, 6.3.1.2 ponto 8.

Apesar de se conhecer a localização prevista para as paredes, a opção passou por considerar esta situação prevista no código. Como se trata de paredes divisórias de madeira e, portanto, bastante leves, com carga inferior a 1kN/m adicionou-se à sobrecarga uma carga de 0,5kN/m², distribuída pelo pavimento, como prescreve o regulamento.

Tabela 4.6 - Resumo das sobrecargas consideradas – adaptado de EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009)

Cargas consideradas	kN/m ²
Sobrecarga em pavimentos	2
Sobrecarga em coberturas acessíveis	2
Sobrecarga em coberturas não acessíveis	0,4
Sobrecarga em escadas	3
Sobrecarga das paredes divisórias	0,5

4.5.3. Vento

A construção a analisar está localizada entre dois edifícios, portanto a resposta quando solicitada pelo vento está dependente desta variável. Se por um lado os edifícios adjacentes oferecem proteção, por outro é difícil prever os esforços que provocam no edifício em estudo quando solicitados também pelo vento.

Contudo, e tendo sempre em atenção que se trata de um trabalho em que se pretende conhecer a resposta de uma estrutura de madeira às mais variadas ações, a análise será realizada partindo do pressuposto que o edifício está completamente isolado (situação mais desfavorável).

A ação foi quantificada com recuso ao método aplicado pelo EC1-4 (NP EN 1991-1-4, 2010). No entanto, a utilização do método preconizado não é de todo de fácil aplicação.

A definição de áreas para a distribuição dos coeficientes de pressão é um processo moroso, com alguma complexidade, em particular nas coberturas. No caso em estudo, este aspeto torna-se ainda mais difícil pelo facto da cobertura ser complexa, não se encaixando completamente em nenhuma das situações que o regulamento define.

O EC1-4 (NP EN 1991-1-4, 2010) apresenta valores de pressão e respetivas áreas de influência para coberturas de uma, duas ou quatro vertentes. O caso em estudo pode considerar-se como uma amálgama destas três situações, com processos de cálculos muito distintos.

Assim para o estimar a força exercida pelo vento, optou-se por dividir a cobertura em três módulos distintos, de forma a poder adaptar o caso estudado ao que vem preconizado no regulamento. Da divisão resultaram então três casos distintos a saber: cobertura com duas vertentes, uma cobertura com três vertentes, cujo comportamento mais aproximado seria o caso das quatro vertentes e uma cobertura com uma vertente Figura 4.12.

No caso das paredes, apesar do processo ser mais simples foi necessário recorrer a simplificações, nomeadamente na definição do coeficiente c_{pe} , uma vez que este valor depende da cociente entre a altura e largura do edifício, e este valor varia em altura. No caso que se apresenta considerou-se que esta relação era igual para todo o edifício, tendo como referência a largura do primeiro piso.

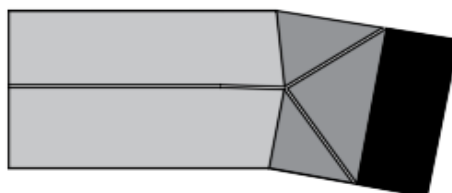


Figura 4.12 - Planta da cobertura com as divisões efetuadas. Da direita para a esquerda: duas vertentes, três vertentes, uma vertente

Para o cálculo das pressões e respetivas forças, considerou-se o que vem prescrito numa nota em 7.2.2 (3), no EC1-4 (NP EN 1991-1-4, 2010), que tem em atenção a ação do vento em simultâneo no barlavento e no sotavento e a falta de correlação entre valores, aconselhando por isso a multiplicar a força por um fator que depende do cociente entre altura e largura.

Os coeficientes $c_s.c_d$ não têm significado nesta situação, uma vez que o eurocódigo prevê para edifícios com altura inferior a 15 m que este produto seja igual à unidade. A altura do caso em estudo é superior a este valor, cerca de 16,5 m, mas porque o rés-do-chão do edifício encontra-se enterrado, o vento só tem influência numa altura inferior a 15 m.

Para a definição dos valores de pressão considerou-se a ação do vento com origem e direções diferentes, Figura 4.13, a saber: $x+$, $x-$, $y+$, $y-$.

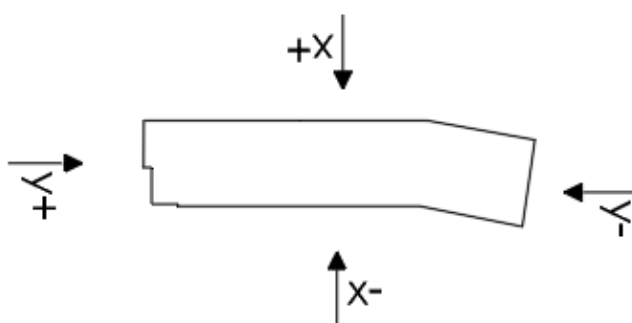


Figura 4.13 - Planta do edifício com as direções do vento

Para efetuar a conjugação de todas as ações do vento nas diferentes situações foram necessárias catorze combinações de vento, ou seja:

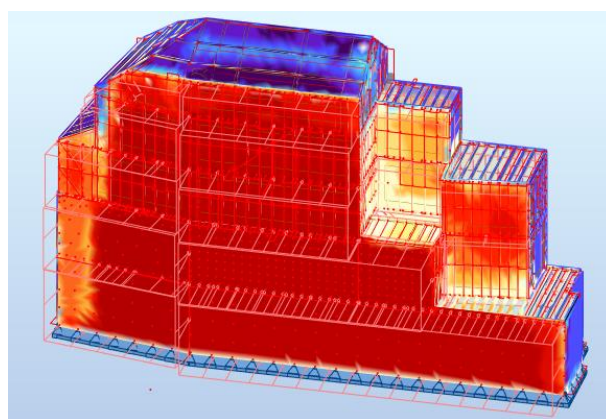
Para cada direção, $x+$, $x-$, $y+$, $y-$, Figura 4.13, a atuar nas paredes verticais foram conjugadas com as combinações que o EC1-4 (NP EN 1991-1-4, 2010), define para as mesmas direções nas coberturas. A necessidade de realizar um tão extenso número de combinações prende-se precisamente com as coberturas e a necessidade de realizar o número de combinações que o regulamento define para cada tipo de cobertura, Tabela 4.7.

Tabela 4.7- Resumo do número de casos considerados para cada cobertura e paredes

Locais		Direção do vento (Figura 4.8)	Número de casos
Tipo de cobertura	Uma	x + / x -	2/2
	vertente	y+ / y -	0/1
	Duas	x + / x -	4/4
	vertentes	y+ / y -	1/1
	Três	x + / x -	2/2
	vertentes	y+ / y -	2/2
Paredes		x + / x -	1/1
		y+ / y -	1/1

Numa nota final referir que, na tentativa de facilitar a operação de cálculo, e tentando tirar partido das ferramentas de cálculo que o programa de cálculo utilizado oferece, a análise das cargas provocadas pelo vento foi ainda efetuada com recurso ao simulador de um túnel de vento que o *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS* (Autodesk, 2018), disponibiliza. Os valores que o programa permitia que se inserissem foram calculados a partir do prescrito no EC1, tanto a velocidade base para a zona em questão ($v_b=27\text{m/s}$) como a pressão dinâmica de referência ($q_b=455\text{ N/m}^2$).

Observou-se durante as simulações que a distribuição de pressões seguia de facto o que é apresentado no regulamento, com áreas distintas de pressão negativas e positivas, Figura 4.14 e Figura 4.15. Todavia, a utilização desta simulação em termos de cálculo foi descartada porque nas diferentes simulações efetuadas nunca se conseguiu atingir os valores de pressão idênticos aos prescritos seguindo os passos dispostos no regulamento.

Figura 4.14 - Pressão exercida pelo vento segundo a direção “x-” - adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

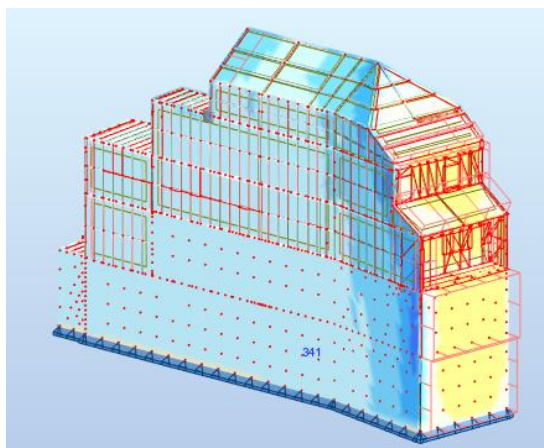


Figura 4.15 - Pressão exercida pelo vento segundo a direção “y-” - adaptado do *ROBOT STRUCUTRAL ANALYSIS*

4.5.4. Sismo

A análise sísmica no contexto do caso de estudo envolveu algumas simplificações. A zona onde o edifício se insere é de baixa atividade sísmica. Todavia, é imposto regulamentarmente a análise da estrutura quando sujeita a esta solicitação.

À semelhança do vento, o cálculo sísmico foi realizado para a situação do edifício completamente isolado. Esta situação não é realista, uma vez que o edifício se encontra no interior de uma banda de edifícios cujo comportamento não é fácil prever. As ações que os edifícios adjacentes vão impor ao edifício em estudo não serão por isso alvo de análise.

A análise sísmica foi realizada com recurso ao método da análise modal por espectro de resposta, secção 4.3.3.3 do EC8 (NP EN 1998-1, 2010).

Antes da análise sísmica, foi efetuada uma análise modal. Como se esperava, por se tratar de uma estrutura de baixa densidade, as frequências dos modos de vibração principais são baixas. (As direções que se referem de seguida coincidem com as direções usadas para a análise do vento, Figura 4.10.) direção x - 1,26 Hz, Figura 4.13; direção y – 3,25 Hz, Figura 4.14.

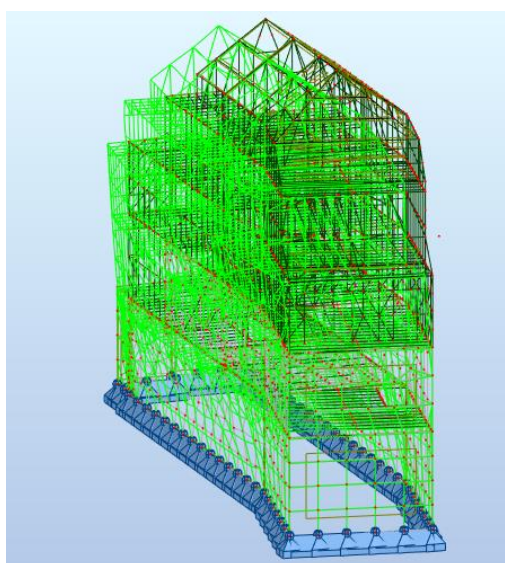


Figura 4.16 - 1º Modo de vibração, segundo a direção x - adaptado do *ROBOT STRUCUTRAL ANALYSIS*

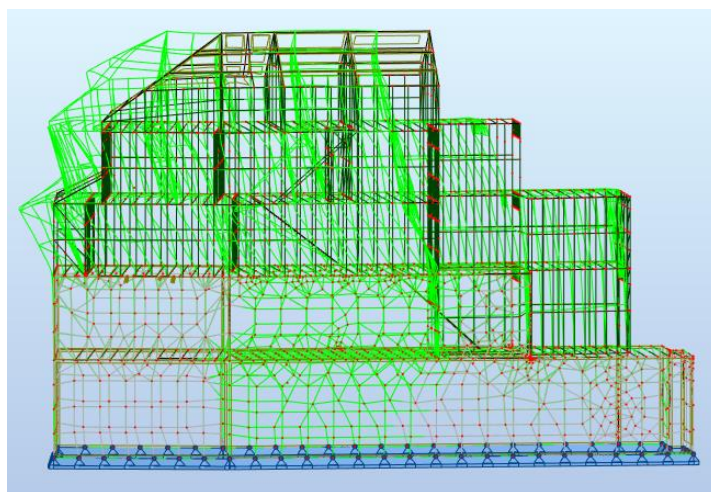


Figura 4.17 - 5º Modo de vibração, segundo a direção y adaptado do *ROBOT STRUCUTRAL ANALISYS*

Esta análise inicial permitiu ainda constatar que os modos de vibração são essencialmente de translação controlados pela direção para fora do plano das paredes laterais. Na direção contrária ocorrem essencialmente modos de vibração locais dos pilares que constituem as paredes, mas que não são realistas, uma vez que, como explicado em 4.3.4, os prumos verticais das paredes serão fechados com placas de OSB que impedirão a ocorrência destes modos.

Para o cálculo foi utilizado o espectro de resposta de projeto para a zona do Porto. O EC8 (NP EN 1998-1, 2010) define dois tipos de sismos, um próximo - tipo 1 e outro afastado - tipo 2. O Porto pertence à zona 1.6 e 2.5, com acelerações de pico de $0,35\text{m/s}^2$ e $0,8\text{m/s}^2$ respetivamente. Para o tipo de solo, por se localizar numa zona do Porto onde à partida se espera que o solo seja granítico e, portanto, competente, considerou-se o tipo B, segundo a descrição que acompanha o regulamento.

Para se definir completamente o espectro de resposta é necessário definir o coeficiente de comportamento. O EC8 (NP EN 1998-1, 2010), prescreve uma série de informações e considerações a ter em conta quando se pretende estimar o melhor valor para o coeficiente de comportamento em diferentes tipos de edifícios. Para o caso em estudo, interessa avaliar a informação presente nas seções 8 e 9, respetivamente para edifícios de madeira e alvenaria. A mistura de materiais que existe no edifício levou a concluir que seria melhor optar por um coeficiente para a estrutura que fosse o mais conservativo possível. Sendo assim, o coeficiente de comportamento definido foi de 1,5.

As ações do sismo nas diferentes direções foram combinadas segundo a definição do EC8 (NP EN 1998-1, 2010), que por sua vez foram combinadas com as restantes ações de acordo com a combinação referida em 4.5.

$$E_{d,x} "+" 0,3E_{d,y} "+" 0,3E_{d,z} \quad 4.1$$

$$0,3E_{d,x} "+" E_{d,y} "+" 0,3E_{d,z} \quad 4.2$$

$$0,3E_{d,x} "+" 0,3E_{d,y} "+" E_{d,z} \quad 4.3$$

5.

ANÁLISE DE RESULTADOS

A análise dos estados limite, foi efetuada de acordo com as combinações apresentadas em 4.5. Como comentário geral, refere-se que no contexto do edifício, e como se verá nas verificações, a ação horizontal mais condicionante é ação base vento atuando nas diferentes direções. O sismo neste caso não tem relevância. Esta situação não é de todo estranha, uma vez que se trata de um edifício constituído em grande parte por elementos de madeira, principalmente nos pisos mais elevados, estando sujeito por isso a forças de inércia reduzidas, impondo esforços inferiores aos impostos pelo vento. Note-se que, se por um lado estas estruturas são extremamente leves, por outro lado são bastante flexíveis, logo eventualmente mais sensíveis à ação do vento.

As verificações efetuadas foram realizadas de acordo com os pressupostos estabelecidos no EC5 para as diferentes situações que se encontram explicados em 3.2.

As verificações que se apresentam nos pontos seguintes são nos elementos onde, quer pela conjugação de esforços e características geométricas, quer pela sua seção e comprimento, se mobilizam as maiores tensões atuantes. Todavia, faz-se a ressalva que todas as situações foram alvo de análise, mas por motivos organizacionais da dissertação apenas os elementos anteriormente descritos são expostos. Expõe-se de seguida as características do material usado no dimensionamento, Tabela 5.1, Tabela 5.2 e Tabela 5.3.

Tabela 5.1 - Valores de resistência do GL24h

Valores de resistência	
$f_{m,k}$	24 MPa
$f_{t,0,k}$	19,2 MPa
$f_{t,90,k}$	0,5 MPa
$f_{c,0,k}$	24 MPa
$f_{c,90,k}$	2,5 MPa
$f_{v,k}$	3,5 MPa
$f_{r,k}$	1,2 MPa

Tabela 5.2 - Rigidez e características físicas do GL24h

$E_{0,mean}$	11500 MPa
$E_{90,mean}$	300 MPa
$G_{0,mean}$	650 MPa
$E_{0,05}$	9600 MPa
$E_{90,05}$	250 MPa
$G_{0,05}$	540 MPa
ρ_{mean}	420 Kg/m ³
ρ_k	385 Kg/m ³

Tabela 5.3 - Características do GL24h comuns todas as verificações efetuadas

k_{mod} classe de serviço 2	0,8
Y_m	1,25
k_{cr}	0,67
k_m	0,7

5.1. PAVIMENTO

5.1.1. Vigas

Como os pavimentos não diferem entre pisos, os esforços a que estes elementos estão sujeitos são semelhantes.

Assim, a verificação passará pela verificação dos elementos mais afetados pelos esforços individualmente, e pela conjugação das várias solicitações.

As vigas de pavimento têm as seguintes características, Tabela 5.4

Tabela 5.4- Características das vigas de pavimento

h	0,22 m	I_y	8,8E-05 m ⁴	k_{sys}	1
d	0,1 m	I_z	1,8E-05 m ⁴		
Área	0,022 m ²	k_h	1,1		

5.1.1.1. Estado limite último

As vigas cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.5, identificando estes elementos com V1 e V2, Figura 5.1, seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir.

Tabela 5.5 - Esforços nas barras a verificar: vigas pavimento

Esforços	V1	V2
Compressão (kN)	0	5,22
Tração (kN)	14,27	0
Transverso z (kN)	4,36	7,28
Transverso y (kN)	0,09	0,28
My (kN.m)	5,82	6,09
Mz (kN.m)	0,3	0,06
Mx (kN.m)	0,0	0
L (m)	5,45	5,45

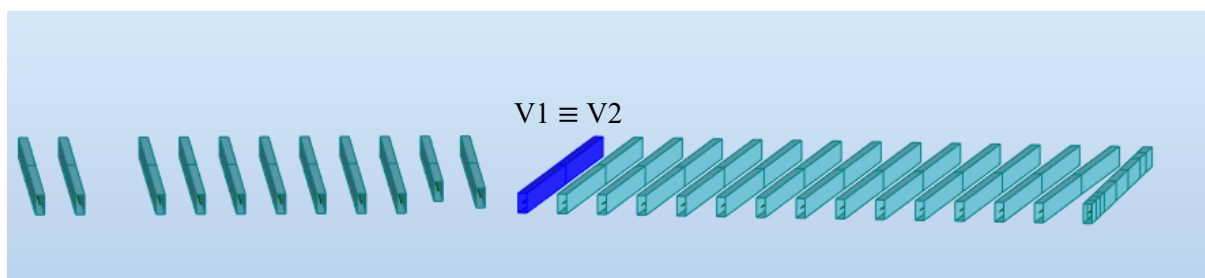


Figura 5.1 - Viga cujos esforços se analisam (V1 e V2), vista em perspectiva – adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

- V1: Flexão composta com tração, Tabela 5.6

Tabela 5.6 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,649 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,649 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	7,22 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	0,372 MPa
$\lambda =$	$0,0185 < 0,75$	$k_{crit}=1 (*)$	
Verificação	$0,369 < 1$	Verificação	$0,490 < 1$

(*) Não há risco de bambeamento

- V2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.7 e verificação ao bambeamento, Tabela 5.8

Tabela 5.7 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,237 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,237 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	7,54 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	0,074 MPa
Verificação	$0,450 < 1$	Verificação	$0,317 < 1$

Tabela 5.8 - Verificação do bambeamento

λ	0,5881	l_{ef}	4,905 m	β_c	0,1
σ_{crit}	69,39 MPa	k_{crit}	1	$k_{c,z}$	0,1072
m	0,9	λ_z	188,79	k_z	5,15
l	5,45 m	$\lambda_{rel,z}$	3,00	Verificação	0,344 < 1

- V2: Corte, Tabela 5.9

Tabela 5.9 - Verificação ao corte

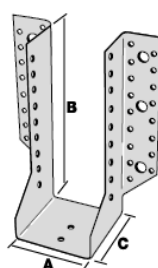
Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,067 m	d_{efe}	0,147 m
τ_d	0,74 MPa	τ_d	0,028 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

- Ligações

Para efetuar a ligação das vigas de pavimento às paredes, realizada através da viga de distribuição existem diversas alternativas no mercado. Tomando como referência o catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016), sugere-se neste caso a utilização do modelo SAE500/100/2, Figura 5.2 com as seguintes características, Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Características do modelo SAE500/100/2

Modelo	Dimensões (mm)			Valores característicos C24 (kN)			
	A	B	C	Descendente	Ascendente	Lateral	Tração
SAE500/100/2	100	200	84	44,3	39,9	9,6	16,7

Figura 5.2 - Modelo do ligador- adaptado do Catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016)

No caso dos pavimentos que apoiam nas paredes de alvenaria, a ligação pode ser efetuada com recurso ao ligador enunciado anteriormente. No caso desta opção terá que ser implementada uma viga anel no contorno interior da parede, ou seja, colocada uma viga semelhante à viga de distribuição que se colocou nas paredes de madeira, ancorada na alvenaria, Figura 5.3. A técnica para fazer esta ancoragem vem também prescrita nos catálogos dos fabricantes. Toma-se como exemplo novamente o catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016), Tabela 5.11.

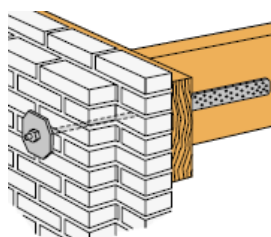
Figura 5.3 - Modelo da ancoragem - adaptado do catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016)

Tabela 5.11 - Características do modelo HTT5

Modelo	Dimensões (mm)			Valores característicos C24 (kN)
	A	B	C	Tração
HTT5	64	404	57	16,7

- Esmagamento

Com a escolha do ligador é possível analisar o esmagamento da viga na zona do apoio, Tabela 5.12. O esmagamento foi calculado para um esforço transversal máximo na extremidade da viga de 7,28 kN.

Tabela 5.12 - Cálculo da resistência ao esmagamento de uma viga de pavimento

A	0,1 m	$f_{c,90,d}$	1,6 MPa
C + C'(*)	0,114 m	$\sigma_{c,90,d}$	0,639 MPa

Verificação: $0,639 < 1,6$

(*) largura suplementar segundo o EC5

5.1.1.2. Estado limite de serviço

- Vibração: Vão 5,45m, com cálculo da frequência, Tabela 5.13 e respectivas verificações regulamentares, Tabela 5.14 e Tabela 5.15.

Tabela 5.13 - Cálculo da frequência de vibração

Nº Vigas / m	2,22
vão	5,45 m
massa	75,82 Kg
$(EI)_{\text{viga}}$	2267630
f_1	9,145 Hz > 8Hz

Tabela 5.14 - Propriedades do soalho

b	0,03 m	L	1 m
I	0,00000225 m ⁴		
$(EI)_{\text{soalho}}$	15,75		

Tabela 5.15 - Verificação da velocidade

n_{40}	7,35393
v	0,031621 m/s
b	100
$\frac{w}{F}$	0,32 (*) < a a=1,5 mm/ kN
$b^{(f_1, \zeta-1)}$	0,08213

Verificar: $0,031621 \leq 0,08213$

(*) Para calcular este valor colocou-se uma carga de 100 kN, sobre o pavimento de madeira no modelo de cálculo e obteve-se um deslocamento vertical máximo de 32 mm.

- Vão 2,25 m: Com cálculo da frequência, Tabela 5.16.

Tabela 5.16 - Cálculo da frequência de vibração

Nº Vigas / m	2,22
vão	2,25 m
massa	49,2676 Kg
$(EI)_{\text{viga}}$	2267630
f_1	66,57 Hz

Para o pavimento com a frequência mais elevada, a verificação que o EC5 recomenda, não necessita de ser efetuada segundo a seção 7.3.3 (2).

- Deformações: Vão 5,45m, Tabela 5.17 e Tabela 5.18 para a zona do primeiro piso onde apoiam as paredes.

Tabela 5.17 - Deformações para o vão de 5,45m

Combinação Característica			
$w_{\text{inst, car}}=13,85\text{mm}$	limite	L/300 a L/500	18,2 mm a 10,9 mm
Combinação Quase-Permanente			
$w_{\text{inst, q-p}}=5,59 \text{ mm}$	k_{def}	0,8	$w_{\text{creep}}=4,472\text{mm}$
limite			
$w_{\text{net, fin}}$	13,84+4,472	18,312mm	$l/250 =21,8\text{mm}$

Tabela 5.18 - Deformações para o vão de 5,45m, na zona do primeiro piso onde se apoiam as paredes

Combinação Característica			
$w_{\text{inst, car}}=4,10 \text{ mm}$	limite	L/300 a L/500	18,2 mm a 10,9 mm
Combinação Quase-Permanente			
$w_{\text{inst, q-p}}=1,95 \text{ mm}$	k_{def}	0,8	$w_{\text{creep}}=1,56\text{mm}$
limite			
$w_{\text{net, fin}}$	4,10 + 1,56	5,66 mm	$l/250 =21,8\text{mm}$

Concluída a verificação dos pavimentos existem ilações a retirar. Como se pode observar, em termos de estado limite último a solução de pavimento que se optou cumpre os requisitos de segurança, mantendo também a intenção demonstrada no pré-dimensionamento de manter as tensões em valores que não ultrapassem em muito os 70% da resistência solicitada. Quanto às deformações, os valores respeitam os limites impostos pelo EC5, quer para a combinação característica, quer para a quase permanente que tem em conta a variação temporal das propriedades resistentes.

No caso das vibrações, verifica-se que o valor de 8Hz, que o regulamento aconselha para que exista o conforto desejado, é conseguido em todo o edifício. Todavia, destaca-se o pavimento com maior vão, aquele com maior potencial para ter menor frequência, que apresenta um valor que se aproxima deste limite. Este resultado indica, tal como já foi referido anteriormente, que neste tipo de estruturas o estado limite de serviço é aquele que frequentemente condiciona o dimensionamento.

Neste caso de estudo, por simplificação, não se modelaram os tarugos entre vigas de pavimento. Todavia, a sua colocação deve ser efetivada em obra, uma vez que estes elementos, quando bem executados contribuem de forma preponderante para a distribuição de carga entre as diversas vigas, tomando como exemplo os antigos construtores que disponham estes elementos com cerca de 1,5m de distância (Teixeira, 2004).

5.1.2. Soalho

A principal função do soalho é permitir que se faça a circulação sobre as vigas do piso. Todavia, este elemento constituído por tábuas de madeira com cerca três centímetros de espessura, uniformiza o piso, dando-lhe rigidez e permitindo uma distribuição mais uniforme das cargas.

Aliás, este fator é tão preponderante num pavimento de madeira que o mesmo é tido em conta no EC5 quando se introduz ao coeficiente k_{sys} , 3.2.3.4.

Esta mesma propriedade foi observada no trabalho de Dias (Dias, 2008) sobre pavimentos de casas antigas do Porto. Os ensaios levados a cabo com o intuito de perceber qual é a capacidade de distribuição do soalho utilizando o modelo de análise foram bastante esclarecedores. A carga foi colocada apenas sobre uma viga num pavimento com cerca de 190 mm de diâmetro e verificou-se, no caso das vigas ensaiadas sem tarugos, que apenas 42% da carga era absorvida por aquele elemento, Tabela 5.19.

Tabela 5.19-Percentagem de carga que as vigas recebem – adaptado de (Dias, 2008)

Viga	Diâmetro (mm)	u (mm)	F vigas (N)	% carga por viga
V1	190	31,22	5225	42,3%
V2	175	22,37	2694	21,8%
V3	154	25,80	1864	15,1%
V4	172	9,55	1073	8,7%
V5	172	13,31	1496	12,1%
			12352	Carga total estimada
			16175	Carga real
			31%	Diferença

O mesmo tipo de distribuição foi observado no modelo computacional. Quando colocada uma carga distribuída apenas numa viga ($100 \times 220 \text{ mm}^2$), o soalho distribui as cargas pelas vigas adjacentes, Tabela 5.20. A variação é semelhante, a diferença de valores advém do facto de distanciamento das vigas ser de cerca 0,6 m nos trabalhos de Dias, (Dias, 2008) e de 0,45 m no caso de estudo.

É ainda possível observar ainda na Figura 5.4, os diagramas de momentos fletores das sucessivas barras que justificam os valores dos quadros.

Tabela 5.20 - Variação da percentagem de carga absorvida pelas vigas

Para uma carga de 1 kN/m sobre uma viga					
vigas	meio vão	carga recebida	vigas	meio vão	carga recebida
v1	0,83	25%	v'2	0,68	21%
v2	0,68	21%	v'3	0,37	11%
v3	0,37	11%	v'4	0,15	5%
v4	0,15	5%	v'5	0,04	1%
v5	0,04	1%	total	3,31	

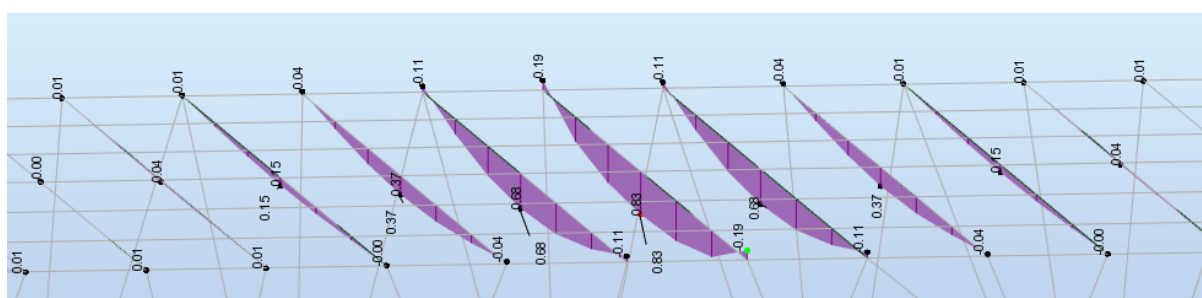


Figura 5.4 - Diagramas de momentos

Estes resultados mostram a importância do soalho na distribuição das cargas e que o modelo representa bem a realidade que se esperava, tendo em conta a distribuição de um pavimento real dos ensaios de Dias. Para mais facilmente se perceber a distribuição de cargas, pode-se analisar a deformação das vigas, Figura 5.5. Nesta figura fica bem evidente a deformação maior sobre o local onde está aplicada a carga e a diminuição suave da deformação à medida que nos afastamos deste local

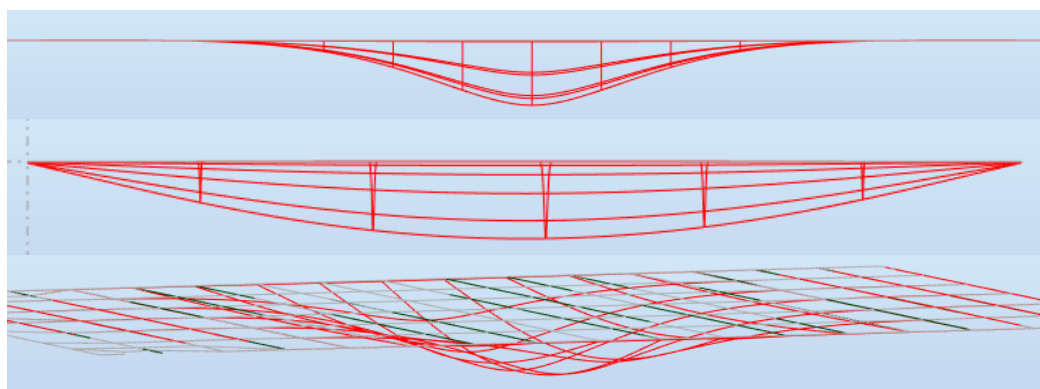


Figura 5.5 - Deformada do soalho, de cima para baixo, corte longitudinal, corte transversal e perspectiva

5.2. CAIXA DE ESCADAS

5.2.1. Vigas das escadas

As vigas das escadas têm as seguintes características, Tabela 5.21.

Tabela 5.21- Características das vigas das escadas

h	0,18 m	I y	4,86E-05 m ⁴
d	0,1 m	I z	1,5E-05 m ⁴
Área	0,018 m ²	k _h	1,1

5.2.1.1. Estado limite último

As vigas cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.22, identificando estes elementos com V1 e V2, seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir, Figura 5.6.

Tabela 5.22 - Esforços nas barras a verificar vigas das escadas

Esforços	V1	V2
Compressão (kN)	0	3,45
Tração (kN)	11,1	0
Transverso z (kN)	3,18	3,82
Transverso y (kN)	0,31	0,51
My (kN.m)	1,46	3,49
Mz (kN.m)	0,78	0,02
Mx (kN.m)	0,0	0
L (m)	4,55	4,85

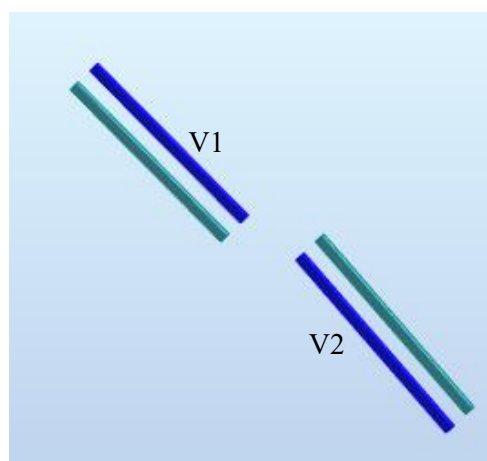


Figura 5.6 - Vigas cujos esforços de verificam (V1 e V2), vista em perspectiva – adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

- V1: Flexão composta com tração, Tabela 5.23

Tabela 5.23 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,617 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,617 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	2,70 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	1,44 MPa
$\lambda =$	$0,0154 < 0,75$	$k_{crit}=1$ (*)	
Verificação	$0,243 < 1$	Verificação	$0,263 < 1$

(*) Não há risco de bambeamento

- V2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.24 e verificação ao bambeamento, Tabela 5.25.

Tabela 5.24 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,192 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,192 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	6,46 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	0,037 MPa
Verificação	$0,38 < 1$	Verificação	$0,27 < 1$

Tabela 5.25 - Verificação do bambeamento

λ	0,5018	l_{ef}	4,365 m	β_c	0,1
σ_{crit}	95,304 MPa	k_{crit}	1	$k_{c,z}$	0,1347
m	0,9	λ_z	168,01	k_z	4,1937
l	4,85 m	$\lambda_{rel,z}$	2,67	Verificação	0,239 < 1

- V2: Corte, Tabela 5.26.

Tabela 5.26 - Verificação ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,067 m	d_{efe}	0,1206 m
τ_d	0,48 MPa	τ_d	0,028 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

- Ligações

Através do catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016), sugere-se neste caso a utilização do modelo SPR100/300, Figura 5.7, com as seguintes características, Tabela 5.27.

Tabela 5.27 - Características do modelo SPR100/300

modelo	Dimensões (mm)				Valores característicos classe C24 (kN)	
	A	B	C	D	Descendente	Ascendente
SPR100/300	100	300	76	184	42,4	37,2

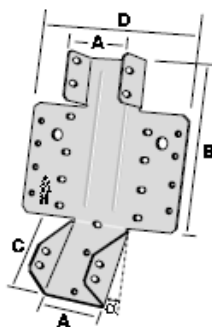


Figura 5.7 - Modelo do ligador - adaptado do catálogo da Simpson Strong-tie (Simpson Strong-Tie, 2016)

- Esmagamento

Com a escolha do ligador é possível analisar o esmagamento da viga na zona do apoio, Tabela 5.28. A força máxima a que este elemento está sujeito sobre o apoio e que provocará o esmagamento é 3,82 kN.

Tabela 5.28 - Verificação da resistência ao esmagamento sobre o apoio

A	0,1 m	$f_{c,90,d}$	1,6 MPa
C + C'(*)	0,114 m	$\sigma_{c,90,d}$	0,639 MPa

Verificação: $0,639 < 1,6$

(*) largura suplementar segundo o EC5

5.2.1.2. Estado limite serviço

- Deformações, Tabela 5.29.

Tabela 5.29 - Deformações para as vigas das escadas, vão = 4,55m

Combinação Característica			
$w_{inst, car} = 5,80 \text{ mm}$	limite	L/300 a L/500	15,2 mm a 9,1 mm
Combinação Quase-Permanente			
$w_{inst, q-p} = 2,99 \text{ mm}$	k_{def}	0,8	$w_{creep} = 2,40 \text{ mm}$
limite			
$w_{net, fin}$	5,80+2,40	7,9 mm	L/250 = 18,2mm

5.2.2. Cadeias e vigas que suportam as cadeias.

Neste caso usar-se-ão duas vigas a funcionar em conjunto, com dimensão igual as que se usa no pavimento, deste modo considera-se para efeitos de modelação e verificação uma viga com largura de 0,2 m, Tabela 5.30.

Tabela 5.30 - Propriedades das vigas das escadas

h	0,22 m	I_y	1,8E-04 m ⁴
d	0,2 m	I_z	1,5E-04 m ⁴
Área	0,044 m ²	k_h	1,1

5.2.2.1. Estado limite último

As vigas cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.31, identificando estes elementos com V1, V2 e V3, seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir, Figura 5.8.

Tabela 5.31 - Esforços nas barras a verificar vigas das escadas

Esforços	V1	V2	V3
Compressão (kN)	0	4,21	7,63
Tração (kN)	22,49	0	0
Transverso z (kN)	10,1	27,63	15,91
Transverso y (kN)	10,31	17,72	6,4
My (kN.m)	7,29	16,88	14,56
Mz (kN.m)	8,75	7,02	1,75
Mx (kN.m)	1,19	1,97	2,16
L (m)	5,45	5,45	5,45

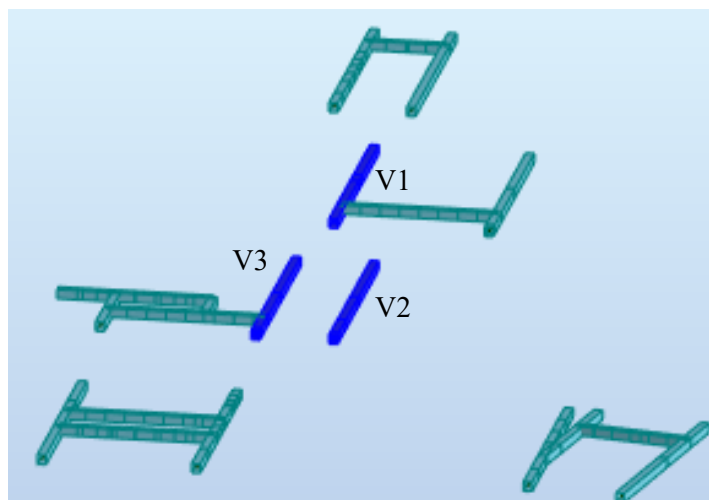


Figura 5.8 - Vigas cujos esforços se verificam (V1, V2 e V3), vista em perspetiva – adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

- V1: Flexão composta com tração, Tabela 5.32.

Tabela 5.32 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,511 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,511 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	4,52 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	5,42 MPa
$\lambda =$	$0,0093 < 0,75$	$k_{crit}=1 (*)$	
Verificação	$0,546 < 1$	Verificação	$0,53 < 1$

(*) Não há risco de bambeamento

- V2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.33 e verificação ao bambeamento, Tabela 5.34.

Tabela 5.33 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,096 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,096 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	10,46 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	4,35 MPa
Verificação	$0,80 < 1$	Verificação	$0,69 < 1$

Tabela 5.34 - Verificação do bambeamento

λ	0,294052	l_{ef}	4,905 m	β_c	0,1
σ_{crit}	277,56 MPa	k_{crit}	1	$k_{c,z}$	0,407
m	0,9	λ_z	94,39677	k_z	1,69
l	5,45 m	$\lambda_{rel,z}$	1,502371	Verificação	0,398 < 1

- V2: Corte, Tabela 5.35.

Tabela 5.35 - Verificação ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,134 M	d_{efe}	0,147 m
τ_d	1,41 MPa	τ_d	0,9 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

- V3: Torção, Tabela 5.36.

Tabela 5.36 - Verificação da resistência à torção

h/b	1,1	T_d	1,2 MPa
α	0,21	k_{shape}	1,165
β	0,21	T_{rd}	2,61 MPa
Verificação: $1,2 < 2,6096$			

- Ligações

Pelo catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016), sugere-se neste caso a utilização do modelo SAI/100/2, Figura 5.9 com as seguintes características, Tabela 5.37.

Este ligador tem a vantagem de ter as abas interiores permitindo colocar as duas juntas.

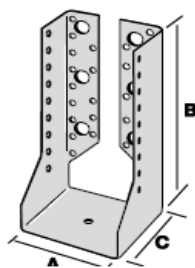
Figura 5.9 - Ligador para cadeias - adaptado do catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016)

Tabela 5.37 - Características do modelo SAE500/100/2

modelo	Dimensões (mm)			Valores característicos C24 (kN)			
	A	B	C	Descendente	Ascendente	Lateral	Tração
SAE500/100/2	100	200	76	44,3	39,9	8,2	15,7

- Esmagamento

Com a escolha do ligador é possível analisar o esmagamento da viga na zona do apoio, Tabela 5.38. O valor do esforço máximo junto ao apoio e que provoca esmagamento é $27,63/2 = 13,82$ kN

Tabela 5.38 - Cálculo da resistência ao esmagamento

A	0,1 m	$f_{c,90,d}$	1,6 MPa
C + C'(*)	0,106 m	$\sigma_{c,90,d}$	1,3 MPa
Verificação: $1,3 < 1,6$			

5.2.2.2. Estado limite de serviço

- Deformações, Tabela 5.39.

Tabela 5.39 - Deformações para as vigas das escadas, comprimento= 5,45 m

Combinação Característica			
$w_{inst, car} = 4,5\text{mm}$	limite	$L/300$ a $L/500$	18,2 mm a 10,9 mm
Combinação Quase-Permanente			
$w_{inst, q-p} = 2,20\text{mm}$	k_{def}	0,8	$w_{creep} = 1,76\text{mm}$
limite			
$w_{net, fin}$	4,5+1,76	6,26mm	$L/250 = 21,8\text{mm}$

5.3. VIGAS DE DISTRIBUIÇÃO SOBRE OS PRUMOS QUE RECEBEM A CARGA DOS PISOS.

Estes elementos servem para fazer uma distribuição uniforme das cargas sobre os prumos das paredes. O vão máximo é de 0,60m correspondente ao espaçamento entre prumos.

As vigas de suportam as escadas têm as seguintes características, Tabela 5.40.

Tabela 5.40 - Propriedades das vigas das escadas

h	0,22 m	I y	8,8E-05 m ⁴
d	0,1 M	I z	1,8E-04 m ⁴
Área	0,022 m ²	k_h	1,1

5.3.1.1. Estado limite último

As vigas cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.41, identificando estes elementos com V1, V2 e V3, seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir.

Tabela 5.41 - Esforços nas barras a verificar vigas das escadas

Esforços	V1	V2	V3
Compressão (kN)	0	10,44	0,72
Tração (kN)	1,2	0	0,72
Transverso z (kN)	15,79	16,28	7,37
Transverso y (kN)	2,81	0,05	0,21
My (kN.m)	6,13	3,31	4,08
Mz (kN.m)	1,09	0,14	0,28
Mx (kN.m)	0,09	0,02	0,27
L (m)	0,6	0,6	0,6

- V1: Flexão composta com tração, Tabela 5.42.

Tabela 5.42 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,055 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,055 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	7,59 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	1,35 MPa
λ	$0,0154 < 0,75$	$k_{crit}=1$ (*)	
Verificação	$0,399 < 1$	Verificação	$0,51 < 1$

(*) Não há risco de bambeamento

- V2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.43 e verificação ao bambeamento, Tabela 5.44.

Tabela 5.43 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,47 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,47 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	4,10 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	0,174 MPa
Verificação	$0,25 < 1$	Verificação	$0,181 < 1$

Tabela 5.44 - Verificação do bambeamento

λ	0,183973	I_{ef}	0,48 m	β_c	0,1
σ_{crit}	709,09 MPa	k_{crit}	1	$k_{c,z}$	0,996555
m	0,9	λ_z	20,78461	k_z	0,556253
l	0,6 m	$\lambda_{rel,z}$	0,330797	Verificação	0,09 < 1

- V2: Corte, Tabela 5.45.

Tabela 5.45 - Verificação ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,067 m	d_{efe}	0,147 m
τ_d	1,61 MPa	τ_d	0,29 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

- V3: Torção, Tabela 5.46.

Tabela 5.46 - Verificação da resistência à torção

h/b	1,1	T_d	0,395 MPa
α	0,25	k_{shape}	1,33
β	0,31	T_{rd}	2,6096 MPa

Verificação: $0,395 < 2,6096$

- Esmagamento

A viga de distribuição é igual para todos os pisos. Os prumos têm espaçamento entre eles constante. A máxima compressão a que um prumo estará sujeito e que transmitirá para viga de distribuição provocando esmagamento é 18,98 kN. Neste caso um prumo do terceiro piso, Tabela 5.47.

Tabela 5.47 - Verificação da resistência ao esmagamento

A	0,12 m	$f_{c,90,d}$	1,6 MPa
C + C'(*)	0,14 m	$\sigma_{c,90,d}$	1,13 MPa

Verificação: $1,13 < 1,6$

5.3.1.2. Estado limite de serviço

- Deformação das vigas de distribuição Tabela 5.48.

Tabela 5.48 - Deformações para as vigas de distribuição, vão= 0,6 m

Combinação Característica			
$w_{inst, car}=0,54$ mm	limite	L/300 a L/500	2 mm a 0,12 mm
Combinação Quase-Permanente			
$w_{inst, q-p}=0,2726$ mm	k_{def}	0,8	$w_{creep}=0,22$ mm
limite			
$w_{net, fin}$	0,54+0,22	0,76 mm	L/250 =2,4 mm

5.4. RESULTADOS PARA A COBERTURA

Na análise dos resultados obtidos para a cobertura, analisar-se-á distintamente os esforços nas asnas e nas madres, que são primeiro elemento a suportar as cargas conduzindo os esforços até as asnas.

5.4.1. Asnas

As asnas estão sujeitas sobretudo a esforços axiais, existindo momento fletor, mas que não condiciona a verificação. As verificações efetuadas foram, uma vez mais para os esforços máximos em cada barra. A escolha da seção mais condicionante foi realizada tendo em conta as barras comprimidas e tracionadas seguindo o explicado no EC5.

Durante a verificação conclui-se que seria necessário um seção de 120*120mm para resistir aos esforços presentes na barra mais condicionante, Tabela 5.49.

Tabela 5.49 - Características das barras: elementos da asna

h	0,12 m	I _y	1,73E-05 m ⁴
d	0,12 m	I _z	1,73E-04 m ⁴
Área	0,0144 m ²	k _h	1,1

5.4.1.1. Estado limite último

Os prumos cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.50, identificando estes elementos com P1, P2, P3 e P4 seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir.

Tabela 5.50 - Esforços para verificação

Esforços	P1	P2	P3	P4
Compressão (kN)	0	55,65	0	17,71
Tração (kN)	13,12	0	2,19	0
Transverso z (kN)	0,15	0,28	0,15	3,1
Transverso y (kN)	2,05	1,02	3,07	1,64
My (kN.m)	0,38	0,38	0,38	0,38
Mz (kN.m)	1,39	0,5	1,62	0,91
Mx (kN.m)	0	0	0	0
L (m)	0,8	2,9	0,95	1,1

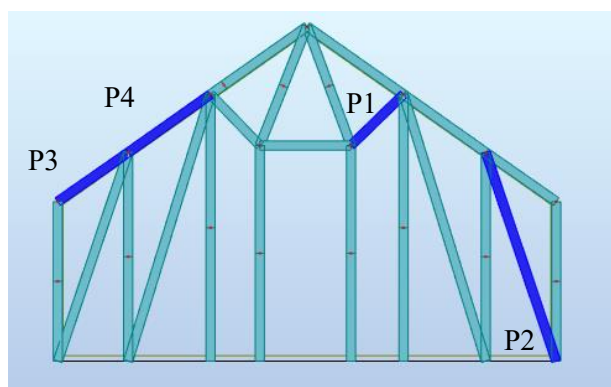


Figura 5.10 - Barras cujos esforços se verificaram (P1, P2, P3 e P4), vista em alçado – adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

- V1: Flexão composta com tração, Tabela 5.51.

Tabela 5.51 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,91 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,91 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	1,31 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	4,32 MPa
$\lambda =$	$0,0154 < 0,75$	$k_{crit}=1 (*)$	
Verificação	$0,45 < 1$	Verificação	$0,38 < 1$

- V2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.52 e verificação à encurvadura, Tabela 5.53.

Tabela 5.52 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	3,86 MPa	$\sigma_{c,d}$	3,86 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	1,32 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	1,74 MPa
Verificação	$0,24 < 1$	Verificação	$0,23 < 1$

Tabela 5.53 - Verificação da resistência à encurvadura

λz	83,71	λy	83,71
l_{ef}	2,9 m	l_{ef}	2,9 m
λ_{rel}	1,332378	λ_{rel}	1,332378
Kz	1,439235	$\lambda_{rel,z}$	1,439235
β_c	0,1	β_c	0,1
K c,z	0,504173	K c,z	0,504173
Verificação segundo z e y, respetivamente	0,674	0,674	<1

- P3/P4: Corte, Tabela 5.54.

Tabela 5.54 - Verificação da resistência ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,0804 m	d_{efe}	0,0804 m
τ_d	0,48 MPa	τ_d	0,48 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

5.4.2. Madres

As madres têm seção igual as vigas usadas no pavimento, Tabela 5.55.

Tabela 5.55 - Características das barras: Asnas

h	0,22 m	I_y	$8,8 \text{ E-}05 \text{ m}^4$
d	0,1 M	I_z	$1,8\text{E-}05 \text{ m}^4$
Área	$0,022 \text{ m}^2$	k_h	1,1

5.4.2.1. Estado limite último

As vigas cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.56, identificando estes elementos com V1 e V2, seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir, Figura 5.11.

Tabela 5.56 - Esforços nas barras a verificar vigas das escadas

Esforços	V1	V2
Compressão (kN)	0	1,14
Tração (kN)	2,94	0
Transverso z (kN)	6,38	6,12
Transverso y (kN)	3,98	3,37
M_y (kN.m)	4,14	6,35
M_z (kN.m)	2,83	2,42
M_x (kN.m)	0	0
L (m)	3,20	3,20

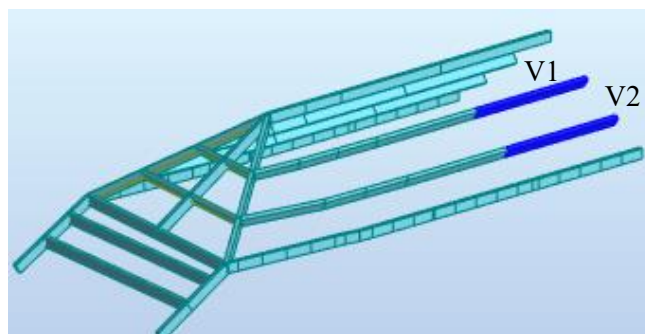


Figura 5.11 - Elementos cujos esforços se verificam (V1 e V2), vista em perspectiva – adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

- V1: Flexão composta com tração, Tabela 5.57.

Tabela 5.57 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,134 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,134 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	5,13 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	3,51 MPa
$\lambda =$	$0,0143 < 0,75$	$k_{crit}=1$ (*)	
Verificação	$0,43 < 1$	Verificação	$0,459 < 1$

(*) Não há risco de bambeamento

- V2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.58 e verificação ao bambeamento, Tabela 5.59.

Tabela 5.58 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,052 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,052 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	7,87 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	3 MPa
Verificação	$0,59 < 1$	Verificação	$0,50 < 1$

Tabela 5.59 - Verificação do bambeamento

λ	0,4506	l_{ef}	2,88 m	β_c	0,1
σ_{crit}	118,18 MPa	k_{crit}	1	$k_{c,z}$	0,301
m	0,9	λ_z	110,85	k_z	2,13
l	3,2 m	$\lambda_{rel,z}$	1,76	Verificação	0,2283 < 1

- V2: Corte, Tabela 5.60.

Tabela 5.60 - Verificação ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,067 m	d_{efe}	0,147 m
τ_d	0,65 MPa	τ_d	0,405 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

- Ligações

Para efetuar a ligação das madres às asnas poder-se-ia utilizar o modelo SAE380/100/2, Figura 5.12, com as seguintes características, Tabela 5.61.

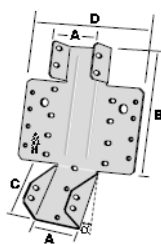
Figura 5.12 - Modelo do ligador - adaptado do catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016)

Tabela 5.61 - Características do modelo SAE380/100/2

modelo	Dimensões (mm)			Valores característicos C24 (kN)			
	A	B	C	Descendente	Ascendente	Lateral	Tração
SAE380/100/2	100	140	84	27,4	24	5,2	10,8

Como alternativa e visto que as na cobertura a madre não tem apenas uma posição perfeitamente horizontal, a utilização de modelos com o da Figura 5.12, pode ser conjugada com o anterior, Tabela 5.62

Tabela 5.62 - Características do modelo SPR100/300

Modelo	Dimensões (mm)				Valores característicos C24 (kN)	
	A	B	C	D	Descendente	Ascendente
SPR100/300	100	300	76	184	42,4	37,2

Com a escolha do ligador é possível analisar o esmagamento da viga na zona do apoio, Tabela 5.63. Referindo-se especificamente ao ligador SAE380/100/2, Figura 5.8 o esmagamento é calculado para um esforço transversal máximo junto do apoio de 6,38 kN.

Tabela 5.63 - Verificação da resistência ao esmagamento

A	0,1 m	$f_{c,90,d}$	1,6 MPa
C + C'(*)	0,114 m	$\sigma_{c,90,d}$	0,559 MPa

Verificação: $0,559 < 1,6$

5.5. PAREDES DE MADEIRA

A verificação das paredes envolve a diferenciação entre os vários pisos e dentro dos pisos, se se trata de uma parede longitudinal ou transversal.

Uma vez mais nos casos das paredes a uniformização da solução obtida é benéfico em obra. Assim o dimensionamento vai de encontro a esta condição colocando todos os elementos das paredes, em cada piso, exatamente com a mesma seção, Tabela 5.64. Estes elementos foram usados também para realizar os batentes.

Tabela 5.64 - Seções dos elementos das paredes

Locais	Seção
Entre o 1º e 3º piso	100*120mm
Entre o 3º piso e o 4º piso	80*120mm
Entre o 4º piso e a cobertura	80*100mm

5.5.1. Paredes longitudinais

5.5.1.1. Prumos primeiro piso/ segundo piso

Os prumos têm as seguintes características, Tabela 5.65.

Tabela 5.65 - Características dos prumos

h	0,12 m	I _y	1,4 E-05 m ⁴
d	0,1 M	I _z	1E-05 m ⁴
Área	0,012 m ²	k _h	1,1

5.5.1.2. Estado limite último

Os prumos cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.66, identificando estes elementos com P1, P2 e P3 seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir, Figura 5.13.

Tabela 5.66 - Esforços para verificação

Esforços	P1	P2	P3
Compressão (kN)	0	9,14	12,76
Tração (kN)	5,87	0	0
Transverso z (kN)	0,31	1,68	2,22
Transverso y (kN)	1,44	0,16	0,03
My (kN.m)	0,4	1,87	1,78
Mz (kN.m)	1,04	0,165	0,12
Mx (kN.m)	0	0	0
L (m)	2,78	2,78	2,78

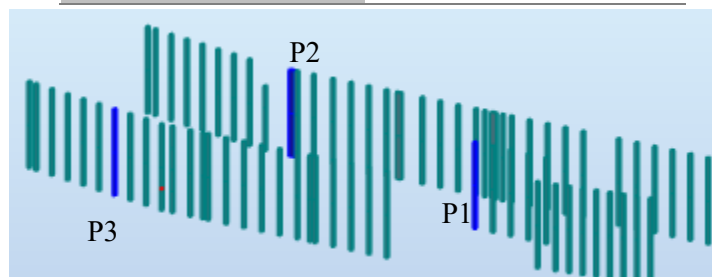


Figura 5.13 - Barras cujos esforços se verificaram (P1, P2 e P3), vista em perspectiva – adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

- P1: Flexão composta com tração, Tabela 5.67.

Tabela 5.67 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,49 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,49 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	1,67 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	4,33 MPa
Verificação	$0,398 < 1$	Verificação	$0,346 < 1$

- P2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.68 e verificação à encurvadura, Tabela 5.69.

Tabela 5.68 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,76 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,76 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	7,79 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	0,69 MPa
Verificação	$0,541 < 1$	Verificação	$0,402 < 1$

Tabela 5.69 - Verificação da resistência à encurvadura

λ_z	48,15	λ_y	80,25
l_{ef}	2,78 m	l_{ef}	1,39 m
λ_{rel}	0,766347	λ_{rel}	1,277245
Kz	0,816961	$\lambda_{rel,z}$	1,36454
β_c	0,1	β_c	0,1
K c,z	0,909052	K c,z	0,542075
Verificação segundo z e y, respetivamente	0,491	0,577	<1

- P1/P3: Corte, Tabela 5.70.

Tabela 5.70 - Verificação da resistência ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,067 m	d_{efe}	0,0804 m
τ_d	0,41 MPa	τ_d	0,27 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

5.5.1.3. Prumos terceiro piso

Os prumos têm as seguintes características, Tabela 5.71.

Tabela 5.71 - Características dos prumos

h	0,12 m	I _y	1E-05 m ⁴
d	0,08 M	I _z	5E-06 m ⁴
Área	0,0096 m ²	k _h	1,1

5.5.1.4. Estado limite último

Os prumos cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.72, identificando estes elementos com P1, P2 e P3 seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir, Figura 5.14.

Tabela 5.72 - Esforços para verificação

Esforços	P1	P2	P3
Compressão (kN)	0	7,25	5,08
Tração (kN)	2,74	0	5,08
Transverso z (kN)	0,24	1,38	1,87
Transverso y (kN)	1,22	0,36	0,01
My (kN.m)	0,06	1,54	1,26
Mz (kN.m)	0,89	0,38	0,07
Mx (kN.m)	0,01	0	0
L (m)	2,78	1,39	1,39

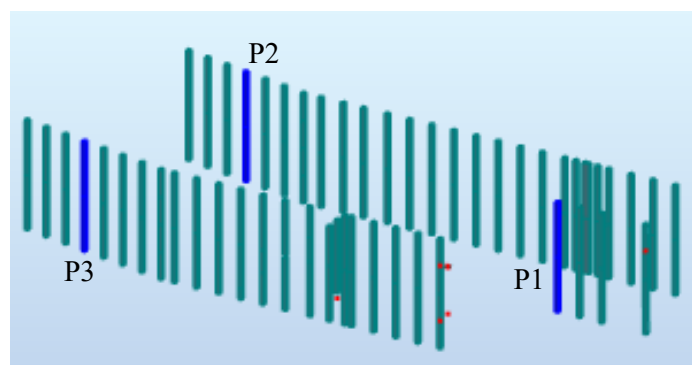


Figura 5.14 - Barras cujos esforços se verificam (P1, P2 e P3), vista em perspetiva – adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

- P1: Flexão composta com tração, Tabela 5.73.

Tabela 5.73 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,285 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,285 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	0,313 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	4,64 MPa
Verificação	$0,34 < 1$	Verificação	$0,255 < 1$

- P2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.74 e verificação à encurvadura, Tabela 5.75.

Tabela 5.74 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,755 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,755 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	8,02 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	1,98 MPa
Verificação	$0,615 < 1$	Verificação	$0,497 < 1$

Tabela 5.75 - Verificação da resistência à encurvadura

λ_z	60,19	λ_y	80,25
l_{ef}	2,78 m	l_{ef}	1,39 m
λ_{rel}	0,957934	λ_{rel}	1,277245
Kz	0,991715	$\lambda_{rel,z}$	1,36454
β_c	0,1	β_c	0,1
K _{c,z}	0,801056	K _{c,z}	0,542075
Verificação segundo z e y, respetivamente	0,585087	0,5558	<1

- P1/P3: Corte, Tabela 5.76.

Tabela 5.76 - Verificação da resistência ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,0536 m	d_{efe}	0,0804 m
τ_d	0,44 MPa	τ_d	0,28 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

5.5.1.5. Prumos quarto piso

Os prumos têm as seguintes características, Tabela 5.77.

Tabela 5.77 - Características dos prumos

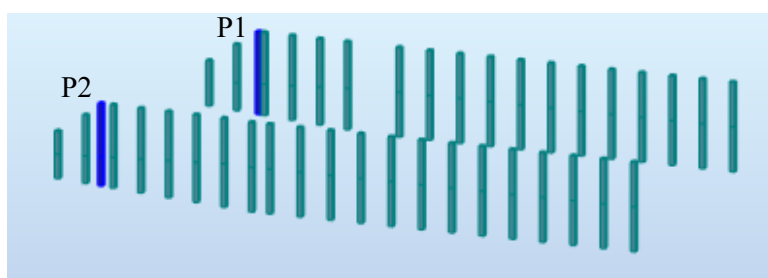
h	0,1 m	I _y	7E-06 m ⁴
d	0,08 M	I _z	4E-06 m ⁴
Área	0,008 m ²	k _h	1,1

5.5.1.6. Estado limite último

Os prumos cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.78, identificando estes elementos com P1 e P2 seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir, Figura 5.15.

Tabela 5.78 - Esforços para verificação

Esforços	P1	P2
Compressão (kN)	0	4,96
Tração (kN)	2,34	0
Transverso z (kN)	0,14	1,87
Transverso y (kN)	0	0,31
My (kN.m)	0,38	0,38
Mz (kN.m)	0,43	0,25
Mx (kN.m)	0	0,02
L (m)	1,74	1,74

Figura 5.15 - Barras cujos esforços se verificam (P1 e P2), vista em perspetiva – adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

- P1: Flexão composta com tração, Tabela 5.79.

Tabela 5.79 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,293 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,293 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	2,85 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	3,23 MPa
Verificação	0,364 < 1	Verificação	0,356 < 1

- P2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.80 e verificação à encurvadura, Tabela 5.81.

Tabela 5.80 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,62 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,62 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	2,85 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	1,875 MPa
Verificação	0,273 < 1	Verificação	0,254 < 1

Tabela 5.81 - Verificação da resistência à encurvadura

λ_z	60,28	λ_y	37,89
l_{ef}	1,74 m	l_{ef}	0,875 m
λ_{rel}	0,603016	λ_{rel}	0,959312
Kz	0,696965	$\lambda_{rel,z}$	0,993106
β_c	0,1	β_c	0,1
K _{c,z}	0,955622	K _{c,z}	0,80002
Verificação segundo z e y, respetivamente	0,302	0,294	<1

- P1: Corte, Tabela 5.82.

Tabela 5.82 - Verificação da resistência ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,0536 m	d_{efe}	0,0804 m
τ_d	0,52 MPa	τ_d	0,09 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

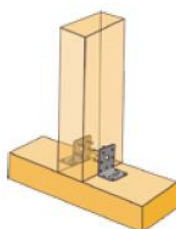
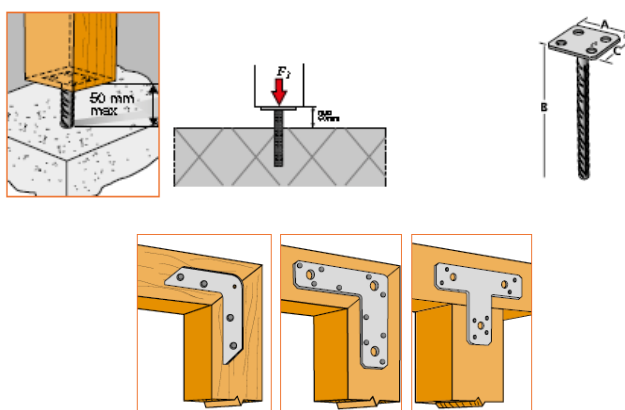
- Ligações

Em termos de ligações destes elementos podem-se distinguir três situações diferentes, fazendo referencia a soluções que a *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016) disponibiliza:

- Ligação dos prumos às vigas de distribuição, Tabela 5.83 e Figura 5.17.
- Ligação dos prumos às paredes de alvenaria, Figura 5.16.
- Ligação entre prumos e batentes, Figura 5.16.

Tabela 5.83 - Características do modelo E6/2,5

Modelo	Valores característicos para C24 (kN)			
E 6/2,5	Tração		Compressão	
	4,2	6,7	5,3	9

Figura 5.17 - Modelo de ligação - adaptado do catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016)Figura 5.16 - Modelo dos ligadores. Em cima ligação alvenaria-madeira. Em baixo ligação entre elementos de madeira - adaptado do catálogo da *Simpson Strong-tie* (Simpson Strong-Tie, 2016)

Como nota final alertar para o facto de todas as soluções anteriormente propostas terem alternativas que não passam só pela utilização deste tipo de ligadores, podendo por exemplo usar-se ligações do tipo pregadas ou aparafusadas. Todavia estas soluções necessitavam de cálculo mais cuidado seguindo os pressupostos enunciados em 3.2.5.3.

5.5.2. Paredes transversais

5.5.2.1. Elementos das paredes do primeiro piso

Os elementos das paredes têm as seguintes características, Tabela 5.84.

Tabela 5.84 - Características das barras

h	0,12 m	I _y	1,4E-05 m ⁴
d	0,1 m	I _z	1E-05 m ⁴
Área	0,012 m ²	k _n	1,1

5.5.2.2. Estado limite último

Os prumos cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.85, identificando estes elementos com P1, P2 e P3 seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir.

Tabela 5.85 - Esforços para verificação

Esforços	P1	P2	P3
Compressão (kN)	0	4,19	0
Tração (kN)	0,27	0	1,88
Transverso z (kN)	0,99	5,53	7
Transverso y (kN)	1,76	0,04	1,06
My (kN.m)	0,79	0,84	0,38
Mz (kN.m)	1,52	0,02	0,52
Mx (kN.m)	0	0	0
L (m)	1,35	0,3	0,82

- P1: Flexão composta com tração, Tabela 5.86.

Tabela 5.86 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,0225 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,0225 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	3,29 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	6,33 MPa
Verificação	$0,564 < 1$	Verificação	$0,505 < 1$

- P2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.87.

Tabela 5.87 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,35 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,35 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	3,5 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	0,083 MPa
Verificação	$0,23 < 1$	Verificação	$0,17 < 1$
$\lambda_{rel} < 0,3$ em ambas as direções, não é necessário verificar a encurvadura			

- P1/P3: Corte, Tabela 5.88.

Tabela 5.88 - Verificação da resistência ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,067 m	d_{efe}	0,0804 m
τ_d	1,03 MPa	τ_d	0,20 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

5.5.2.3. Elementos das paredes do segundo piso

Os elementos das paredes têm as seguintes características, Tabela 5.89.

Tabela 5.89 - Características das barras

h	0,12 m	I y	1,4E-05 m ⁴
d	0,1 M	I z	1E-05 m ⁴
Área	0,012 m ²	k_h	1,1

5.5.2.4. Estado limite último

Os prumos cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.90, identificando estes elementos com P1, P2 e P3 seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir.

Tabela 5.90 - Esforços para verificação

Esforços	P1	P2	P3
Compressão (kN)	0	4,79	6,73
Tração (kN)	34,47	0	0
Transverso z (kN)	1,49	2,84	4,53
Transverso y (kN)	1,28	0,1	0,05
My (kN.m)	0,38	1,6	0,86
Mz (kN.m)	0,93	0,27	0,03
Mx (kN.m)	0	0	0,01
L (m)	0,88	0,4	0,35

- P1: Flexão composta com tração, Tabela 5.91.

Tabela 5.91 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	2,87 MPa	$\sigma_{t,d}$	2,87 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	1,583 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	3,875 MPa
Verificação	$0,558 < 1$	Verificação	$0,513 < 1$

- P2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.92.

Tabela 5.92 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,4 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,4 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	6,67 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	1,125 MPa
Verificação	$0,49 < 1$	Verificação	$0,37 < 1$
$\lambda_{rel} < 0,3$ em ambas as direções, não é necessário verificar a encurvadura			

- P1/P3: Corte, Tabela 5.93.

Tabela 5.93 - Verificação da resistência ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,067 m	d_{efe}	0,0804 m
τ_d	0,85 MPa	τ_d	0,24 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

5.5.2.5. Elementos das paredes do terceiro piso

Os elementos do terceiro piso têm as seguintes características, Tabela 5.94.

Tabela 5.94 - Características das barras

h	0,12 m	I _y	1E-05 m ⁴
d	0,08 M	I _z	5E-06 m ⁴
Área	0,0096 m ²	k _n	1,1

5.5.2.6. Estado limite último

Os prumos cujos esforços se pretendem verificar encontram-se na Tabela 5.95, identificando estes elementos com P1, P2 e P3 seguindo-se a verificação para as diferentes situações com a identificação prévia a que elemento se está a referir.

Tabela 5.95 - Esforços para verificação

Esforços	P1	P2	P3
Compressão (kN)	0	5,82	3,18
Tração (kN)	4,26	0	0
Transverso z (kN)	2,41	4,57	6,34
Transverso y (kN)	4,66	0,05	0,13
My (kN.m)	0,55	2,37	0,94
Mz (kN.m)	0,89	0,03	0,03
Mx (kN.m)	0,08	0,02	0
L (m)	0,6	0,6	0,25

- V2: Flexão composta com tração, Tabela 5.96.

Tabela 5.96 - Tensões de cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{t,d}$	0,44 MPa	$\sigma_{t,d}$	0,44 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	2,86 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	4,64 MPa
Verificação	0,468 < 1	Verificação	0,434 < 1

- V2: Flexão composta com compressão, Tabela 5.97 e verificação à encurvadura, Tabela 5.98.

Tabela 5.97 - Tensões de Cálculo

Segundo y		Segundo z	
$\sigma_{c,d}$	0,61 MPa	$\sigma_{c,d}$	0,61 MPa
$\sigma_{m,d,y}$	12,34 MPa	$\sigma_{m,d,z}$	0,156 MPa
Verificação	0,812 < 1	Verificação	0,574 < 1

Tabela 5.98 - Verificação da resistência à encurvadura

λ_z	60,19	λ_y	80,25
l_{ef}	0,6 m	l_{ef}	0,6 m
λ_{rel}	0,413497	λ_{rel}	0,3
K_z	0,591165	$\lambda_{rel,z}$	0,536779
β_c	0,1	β_c	0,1
$K_{c,z}$	0,986531	$K_{c,z}$	1,002641
Verificação segundo z e y, respetivamente	0,612079	0,6127	<1

- P1/P3: Corte, Tabela 5.99.

Tabela 5.99 - Verificação da resistência ao corte

Direção z		Direção y	
d_{efe}	0,054	d_{efe}	0,08 m
τ_d	1,18 MPa	τ_d	1,1 MPa
F_{vd}	2,24 MPa	F_{vd}	2,24 MPa

5.6. ALVENARIA

Quaisquer intervenções que a alvenaria possa sofrer para melhorar a sua capacidade resistente não são o objetivo desta dissertação. Todavia e mesmo estando envolto em alguma incerteza pode-se calcular o esforço adicional, que a estrutura que será construída e apoiada sobre estas paredes, irá causar, da mesma forma que se atuou em 4.3.3.

Para o efeito considerou-se apenas as cargas verticais. Estas cargas foram somadas em valor de cálculo, sendo posteriormente dividido este valor pelo comprimento onde a nova estrutura se apoia, Tabela 5.100 e Figura 5.18.

Tabela 5.100 - Cálculo da carga sobre a parede de alvenaria

carga vertical total	5716,39 kN
contorno	49,0 m
$\frac{\text{carga vertical total}}{\text{contorno}}$	116,64 kN/m
espessura	0,3 m
σ_d	0,3887 MPa

Pela Tabela 4.2, o valor característico de resistência à compressão usado é 2,5 MPa. Este valor deve ser dividido pelo coeficiente de segurança habitualmente considerado para a alvenaria de 2,5.

$$f_d = \frac{2,5}{2,5} = 1 \text{ MPa} \quad 5.1$$

Comparando o valor de cálculo considerado para a resistência da alvenaria de 1 MPa, com o obtido na Tabela 5.100, cerca de 0,4 MPa, verifica-se que a alvenaria está em segurança.

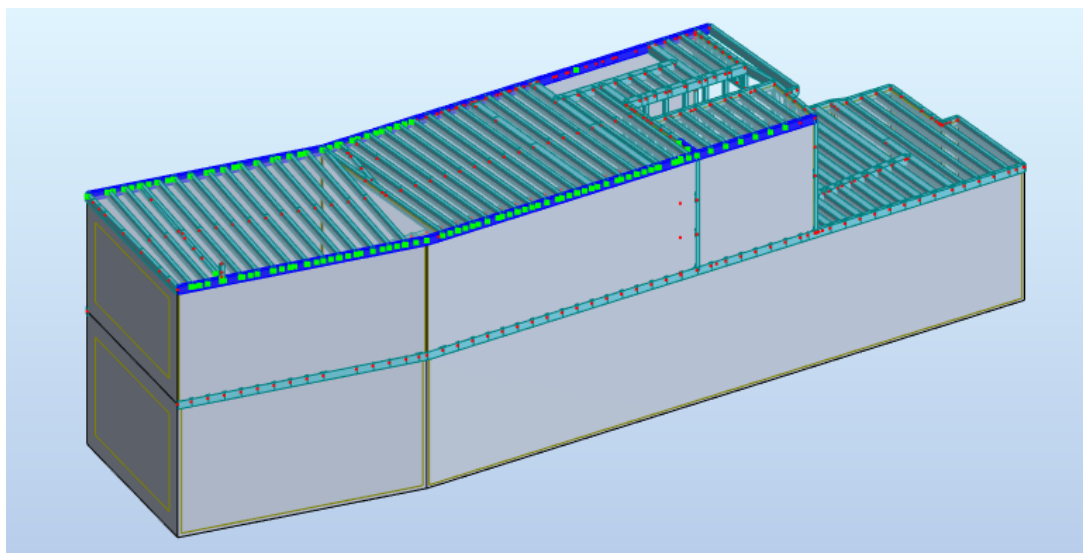


Figura 5.18 - Representação da alvenaria e do contorno para a verificação, vista em perspectiva - adaptado do *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

6.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. TRABALHO DESENVOLVIDO

O trabalho efetuado procura perceber a importância da madeira nos edifícios antigos e de que forma pode influenciar o seu comportamento. Numa primeira fase procura-se perceber o funcionamento das estruturas dos edifícios antigos, concluindo-se tratar-se de construções para as quais todos os elementos devem funcionar em conjunto. Neste funcionamento, a madeira tem um papel preponderante, dotando o edifício de sistemas de distribuição de forças e servindo de elemento de ligação entre as paredes de alvenaria. Todavia, os elementos e os materiais que constituem estas construções sofrem degradação e danos ao longo do tempo, tornando-as menos robustas e obrigando a intervenções regulares, quer de simples manutenção, quer de reabilitação e/ ou reforço que permitam repor as características físicas e mecânicas estruturais, entretanto perdidas. Estas medidas podem passar pela utilização de sistemas/ técnicas inovadoras, compatíveis com as originais, ou pelo reconhecimento das técnicas eficazes usadas pelos construtores originais e intervir reutilizando-as.

Numa fase seguinte, foi necessário conhecer os materiais em madeira e/ ou derivados de madeira que o mercado oferece e que, nalguns casos, possibilitaram atingir novos limites que com a madeira maciça seria impossível alcançar, projetando a madeira no mundo da construção como uma alternativa cada vez mais interessante. Numa terceira fase foi importante estudar o regulamento europeu que rege as estruturas de madeira, EC5, e entender a sua filosofia de abordagem ao dimensionamento e à verificação destas estruturas.

O conhecimento adquirido nestas fases prévias foi então dirigido para uma aplicação prática: o dimensionamento da estrutura interna de madeira de um edifício antigo de alvenaria de pedra que a arquitetura pretendia alterar internamente e ampliar em altura. Este caso de estudo permitiu analisar duas vertentes distintas da reabilitação: a necessidade de conhecer as particularidades destes edifícios de modo a fazer face às suas fragilidades, e a possibilidade de cumprir as novas exigências arquitetónicas, nomeadamente a criação de três pisos para além dos existentes, utilizando unicamente a madeira como elemento estrutural, uma solução que melhor se aproxima da estrutura original e melhor se adapta às características físicas e mecânicas das construções em alvenaria de pedra.

O dimensionamento desta estrutura mostrou que os estados limites que a condicionam são frequentemente os de utilização/ conforto e não de capacidade última. As verificações efetuadas mostram que as ações estão longe de mobilizar a total capacidade resistente dos elementos (abordagem aliás recomendada), mas impõem frequentemente condições próximas dos limites regulamentares de deformação e/ ou vibração. Outra constatação interessante foi que a ação sísmica não foi a ação

horizontal condicionante para o dimensionamento, mas a ação do vento. De facto, não só o edifício se encontra localizado numa zona de risco sísmico moderado, como a reduzida massa da estrutura contribui para diminuir significativamente as forças sísmicas que atuam sobre o edifício.

Como nota final, refere-se que o tempo disponível para a realização deste trabalho não permitiu realizar o dimensionamento detalhado das ligações. Apesar de se ter definido quais poderiam ser os tipos de ligação usados, de acordo com o que o mercado disponibiliza, por exemplo, existe a necessidade de fazer cálculos mais rigorosos nomeadamente em todos os locais onde as ligações serão efetuadas com recurso a ligações tradicionais, nomeadamente nas ligações entre as várias componentes das asnas, ou das paredes laterais.

6.2. TRABALHOS A DESENVOLVER

Em trabalhos futuros, sugere-se um estudo sobre a análise sísmica e a forma como edifícios adjacentes, de diferentes alturas e processos construtivos, influenciam o comportamento dos edifícios.

No caso da ação do vento, como havia sido explicado, a sua análise envolve um processo extremamente moroso e que, no caso do edifício em análise nesta dissertação, com particularidades que tornaram difícil relacioná-lo com o que vem disposto no regulamento, obriga a realizar simplificações e assumir cenários que, apesar de serem conservativos, podem implicar sobredimensionamentos desnecessários. O cálculo através de métodos mais expeditos beneficiaria o dimensionamento. Em particular, a utilização de ferramentas analíticas, como a simulação em túnel de vento que o *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS* disponibiliza, parecem promissoras, mas precisam de ser melhor testadas e verificadas.

Seria também interessante poder introduzir novos materiais derivados da madeira, como os CLTs, na construção de novas estruturas de madeira. No entanto, para que isso possa acontecer de forma clara, é importante que o EC5 dedique maior atenção a estes novos materiais, abrindo-se neste ponto uma importante área de investigação futuro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, C. - Paredes de alvenaria do Porto: Tipificação e caracterização experimental. 2013) 460.
- APPLETON, Júlio - CONSTRUÇÕES EM BETÃO–Nota histórica sobre a sua evolução. Instituto Superior Técnico. Figura 1 (2005) 1–18.
- ARAÚJO, Ana S.; OLIVEIRA, Daniel V.; LOURENÇO, Paulo B. - Numerical investigation on the performance of wall-to-wall connections in traditional masonry buildings. 9th International Masonry Conference. . ISSN 01410296. 80:2014) 1–11. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.027.
- AUTODESK - Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018. 2018).
- BRANCO, J. M. *et al.* - Field tests of a timber queen-post truss and numerical analysis. Structural analysis of historic construction: preserving safety and significance: proceedings of the Sixth International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, 2-4 July 2008, Bath, United Kingdom. 2008) 507–514.
- BRANCO, Jorge M. - Influence of the joints stiffness in the monotonic and cyclic behaviour of traditional timber trusses. Assessment of the efficacy of different strengthening techniques. 2008).
- BRANCO, Jorge M. - Casas de madeira, da tradição aos novos desafios. Seminário Casas de Madeira. 2013) 75–86.
- BRANCO, Jorge M.; MATOS, Filipe T.; LOURENÇO, Paulo B. - Experimental In-Plane Evaluation of Light Timber Walls Panels. Buildings. . ISSN 2075-5309. 7:4 (2017) 63. doi: 10.3390/buildings7030063.
- BRANCO, Jorge M.; TOMASI, Roberto - Analysis and Strengthening of Timber Floors and Roofs BT - Structural Rehabilitation of Old Buildings. Em COSTA, ANÍBAL; GUEDES, JOÃO MIRANDA; VARUM, HUMBERTO (Eds.) - [Em linha]. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2014 Disponível em WWW:<URL:https://doi.org/10.1007/978-3-642-39686-1_8>. ISBN 978-3-642-39686-1. p. 235–258.
- BRANDNER, Reinhard - Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of-the-art Report. Focus Solid Timber Solutions - European Conference on Cross Laminated Timber (CLT). May 2013 (2014) 3–36.
- BRIGNOLA, Anna; PODESTÀ, Stefano; PAMPANIN, Stefano - In-plane stiffness of wooden floor. 2008 NZSEE Conference, Paper 49. 49 (2008) 1–19.
- DIAS, Tiago - Pavimentos de madeira em edifícios antigos . Diagnóstico e intervenção estrutural (2008)
- FARIA, J. Amorim; NEGRÃO, João - Negrão, João ISBN 978-972-8953-36-2
- FEIO, Artur O.; MACHADO, José S. - Traditional timber carpentry joints : monotonic tests and modeling. COST Action FP1004: Experimental Research with Timber. 2014) 27–35.
- FRUMENTO, S. *et al.* - Seismic Retrofitting of Unreinforced Masonry Buildings in Italy. The New Zealand Society for Earthquake Engineering. 48 (2006).
- GIONGO, Ivan *et al.* - Detailed seismic assessment and improvement procedure for vintage flexible timber diaphragms. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. . ISSN 11749857. 47:2 (2014) 97–118.

GIUFFRÈ, A. - Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici in Area Sismica. Sintesi Metodologica. 1993) 3–12.

GIUFFRÈ, Antonino - Letture sulla meccanica delle murature storiche. 1990).

GIURIANI, Ezio; MARINI, Alessandra - Wooden roof box structure for the anti-seismic strengthening of historic buildings. International Journal of Architectural Heritage. . ISSN 15583066. 2:3 (2008) 226–246. doi: 10.1080/15583050802063733.

HARRINGTON, James; JACOB, Malcolm; SHORT, Colin COFORD - Handbook on structural timber design to Eurocode 5 (IS EN 1995-1-1) rules including strength capacity tables for structural elements. Design. 5:01 (1995).

IST - INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO - Tabelas Diversas. 1992).

ICOMOS. Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do património Arquitectónico. Tradução de OLIVEIRA, Daniel V.; LOURENÇO, Paulo B (2004)

JORGE, Luís - Edifícios construídos com painéis de madeira lamelada-colada cruzada. 2013) 49–62.

KLH MASSIVHOLZ GMBH - Structural Pre-Analysis Tables. 2017).

KRONO FRANCE - KRONOPLY. 2002) 6.

LARSEN, Hans Jörgen - Design of Timber Structures. ISBN 978-91-637-0055-2.

LOURENÇO, Paulo B.; BRANCO, Jorge M. - Coberturas tradicionais de madeira. caracterização, inspeção e classificação

LOURENÇO, Paulo B.; MENDES, Nuno; MARQUES, Rui - Earthquake Design and Assessment of Masonry Structures : Review and Applications. 20th International conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. January (2009) 1–24. doi: 10.4203/csets.22.4.

MARTITEGUI, Francisco Arriaga; CASANOVAS, Joan Ramon Blasco - Estructuras : Estructuras de Madera. [s.d.] 1–112.

MOREIRA, Susana; OLIVEIRA, Daniel V. - Experimental Research on Masonry Wall and Timber Elements Connection. International Conference, Chennai, India, 13th. 2013) 191–201.

NP EN 1990: 2009 - Norma Portuguesa - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade. (2009) 88.

NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações Gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Instituto Português da Qualidade. (2009) 44.

BS EN 1995: 2004 - Eurocode 5 : Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. CEN. (2008) 123.

NPEN001991-1-4 - Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 1-4: Ações Gerais - Acções do Vento. Instituto Português da Qualidade. (2010) 162.

NPEN001998-1, 2010 -Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. (2010) 230.

OLIVEIRA, Daniel V.; LOURENÇO, Paulo B. - RECOMENDAÇÕES PARA A ANÁLISE , CONSERVAÇÃO E REATAURO ESTRUTURAL DO PATRIMÓNIO ARQUITECTÓNICO

- ONGARETTO, E.; POZZA, L.; SAVOIA, M. - Wood-based solutions to improve quality and safety against seismic events in conservation of historical buildings. *International Journal for Quality Research*. . ISSN 18007473 18006450. 10:1 (2016) 17–46. doi: 10.18421/IJQR10.01-01.
- ORTEGA, J.; VASCONCELOS, G.; CORREIA, M. - Seismic-resistant building practices resulting from Local Seismic Culture. *Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture*. 2015) 17–22. doi: 10.1201/b18856-5.
- PIAZZA, M.; BALDESSARI, C.; TOMASI, R. - the Role of in-Plane Floor Stiffness in the Seismic Behaviour of Traditional Buildings. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. c (2008).
- PINTO, Jorge *et al.* - Caracterização de paredes tradicionais de tabique. *Paredes divisórias: Passado, presente e futuro*. 2011) 25–36.
- PINTO, Jorge *et al.* - Save the Tabique Construction BT - Structural Rehabilitation of Old Buildings. Em COSTA, ANÍBAL; GUEDES, JOÃO MIRANDA; VARUM, HUMBERTO (Eds.) - [Em linha]. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2014 Disponível em WWW:<URL:https://doi.org/10.1007/978-3-642-39686-1_6>. ISBN 978-3-642-39686-1. p. 157–185.
- POLETTI, E.; VASCONCELOS, Graça; LOURENÇO, Paulo B. - Timber frames as an earthquake resisting system in Portugal. *Seismic retrofitting: learning from vernacular architecture*. September (2015) 161–166. doi: 10.1201/b18856-34.
- PORTEOUS, Jack; KERMANI, Abdy - *Structural timber*. ISBN 9781405146388.
- PORTILAME - ENGENHARIA E MADEIRA, Lda .. - MADEIRA LAMELADA COLADA ABETO - GL24h. mm (2011) 2011.
- POZZA, Luca *et al.* - Experimental and Numerical Analyses of New Massive Wooden Shear-Wall Systems. *Buildings*. . ISSN 2075-5309. 4:4 (2014) 355–374. doi: 10.3390/buildings4030355.
- QUELHAS, Bruno *et al.* - Characterization and Reinforcement of Stone Masonry Walls. Em COSTA, ANÍBAL; GUEDES, JOÃO MIRANDA; VARUM, HUMBERTO (Eds.) - *Structural Rehabilitation of Old Buildings* [Em linha]. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2014 Disponível em WWW:<URL:https://doi.org/10.1007/978-3-642-39686-1_5>. ISBN 978-3-642-39686-1. p. 131–155.
- SARTORI, Tiziano *et al.* - Characterization of the mechanical behaviour of light-frame timber shear walls through full-scale tests. 7:July (2012) 1–9.
- SCHADLE, Patrick; BLASS, Hans Joachim - *Earthquake Behaviour of Modern Timber Construction Systems*. World Conference on Timber Engineering. 2010).
- SCOTTA, Roberto *et al.* - A dissipative connector for CLT buildings: Concept, design and testing. *Materials*. . ISSN 19961944. 9:3 (2016) 1–17. doi: 10.3390/ma9030139.
- SEGURADO, J.E.S - *Trabalhos de Carpintaria Civil*. Bibliotca de instrução profissional, Livraria Bertrand, Lisboa (1942)
- SIMPSON STRONG-TIE - *Conexões e Fixações - Madeira sobre madeira; Madeira sobre alvenarias*
- SKELLEFTEA MUNICIPALITY - *Wood construction strategy*. February (2014) 1–9.
- SOCIOMUSEOLOGIA, Cadernos D. E. - *Cadernos de sociomuseologia* nº 15 - 1999 105. 1999) 105–110.

SWEDISH WOOD - Design of timber structures 1. 2:2016 ed. [S.l.] Swedish Forest Industries Federation, (2016)

SWEDISH WOOD - Design of timber structures 2. 2:2016 ed. [S.l.] Swedish Forest Industries Federation, (2016)

SWEDISH WOOD - Design of timber structures 3. 2:2016 ed. [S.l.] Swedish Forest Industries Federation, (2016)

SZÜCS, Carlos Alberto *et al.* - Estruturas de madeira. Florianópolis. 2015) 219.

TEIXEIRA, Joaquim - Descrição do Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto entre os Séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitectónica em Portugal. 2004).

TORRES, João - Sistemas Construtivos Modernos Em Madeira. [S.l.] : UNIVERSIDADE DO PORTO, 2010

TOULIATOS, P. - The box framed entity and function of the structures: the importance of wood's role. Em Proceedings of Conservation of Historic Wooden Structures. p. 52–64.

VASCONCELOS, Graça; LOURENÇO, Paulo B.; POLETTI, Elisa - An overview on the seismic behaviour of timber frame structures. Proceedings of the 1st International Symposium on Historic Earthquake-Resistant Timber Frames in the Mediterranean Region, H.Ea.R.T., Calabria, Italy. 2 (2013).

VILELA, Maria Isabel Marques - A MADEIRA NA CONSTRUÇÃO DE HABITAÇÃO COLETIVA. [S.l.] : UNIVERSIDADE LUSÓFONA DO PORTO, 2013

Endereços eletrónicos

<https://www.archdaily.com/478633/tamedia-office-building-shigeru-ban-architects/5304265ee8e44ec69a0000f5-tamedia-office-building-shigeru-ban-architects-image>, acedido em 19 de junho de 2018

<http://www.crosslamtimber.com.au/family-homes> , acedido em 19 de junho de 2018

<http://www.diedrica.com/2014/03/tamedia-office-in-zurich.html> , acedido em 19 de junho de 2018

<http://www.futureeng.pt/madeira-lamelada-colada> , acedido em 17 de junho de 2018

<https://www.imowood.pt/madeira-lamelada/vantagens/> , acedido em 17 de junho de 2018

<http://www.niker.eu/> , acedido em 24 de março

http://www.reginocruz.com/pt-pt/#/projects/pavilhao_atlantico , acedido em 20 de junho de 2018

<https://www.trada.co.uk/case-studies/stihl-treetop-walkway>, acedido a 26 de fevereiro de 2018

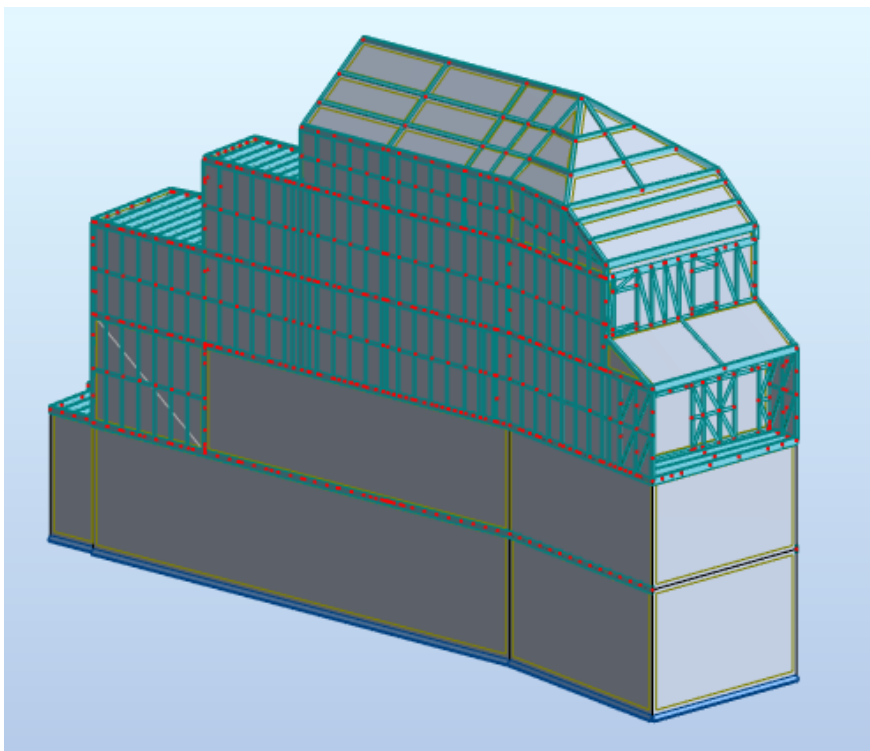
<https://za.pinterest.com/pin/369224869427561939/?lp=true> , acedido em 19 de junho de 2018

ANEXOS

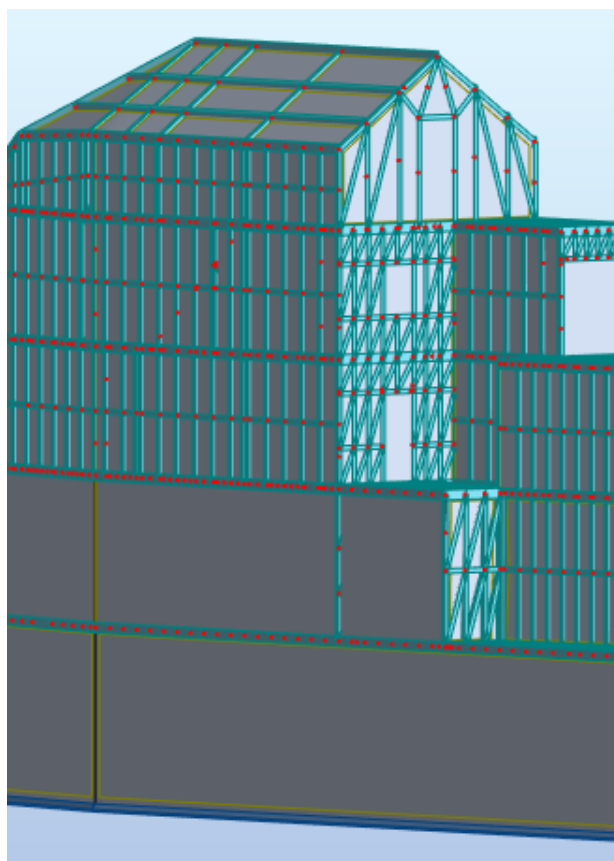
ANEXO 1

ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO MODELO

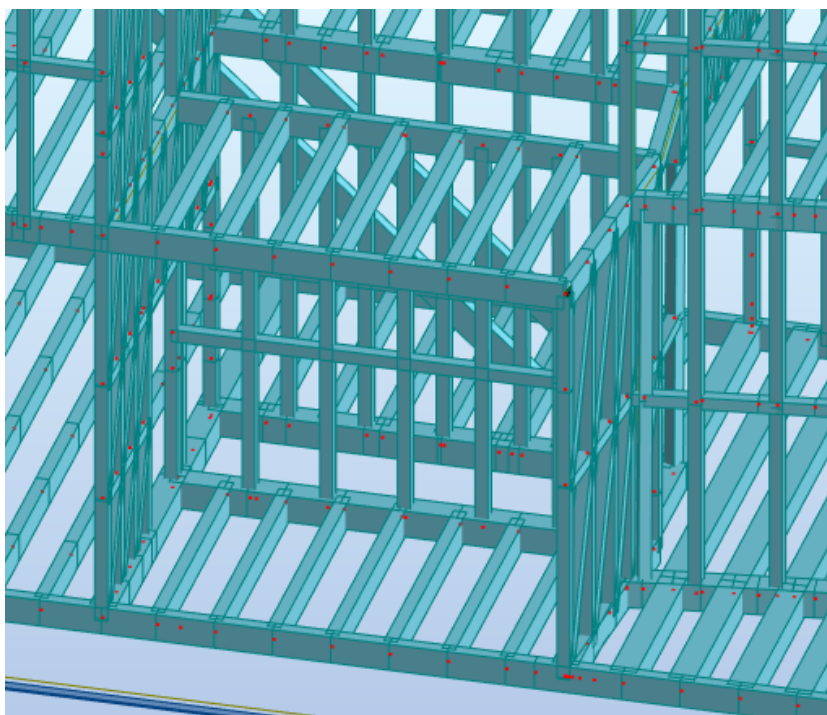
- Modelo final



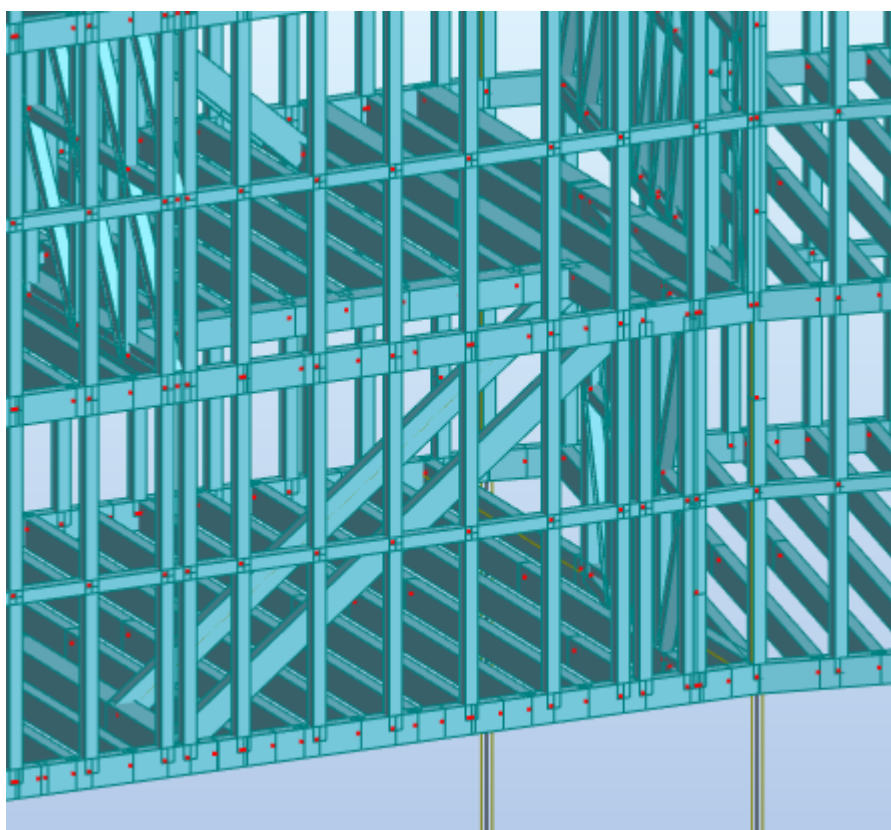
- Pormenor de algumas paredes transversais



- Saguão e local onde as paredes se apoiam no 1º piso



- Pormenor de uma cadeia



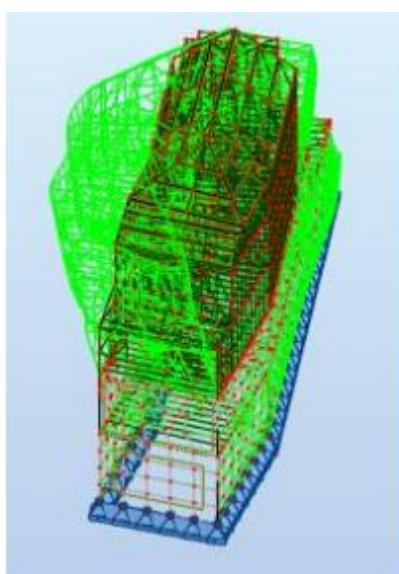
ANEXO 2

MODOS DE VIBRAÇÃO

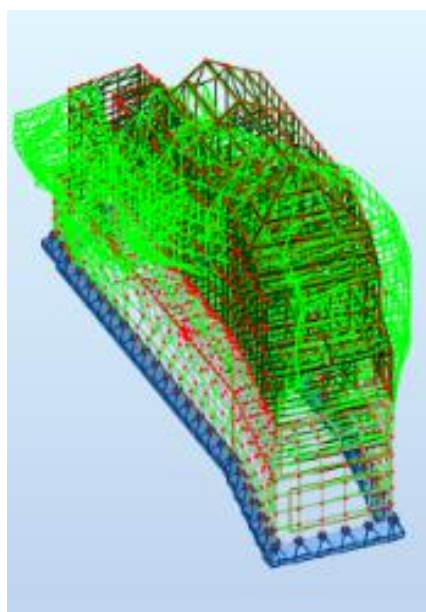
Tabela 6.1 - Modos de Vibração mais relevantes

Modos de vibração	Frequência	Direção
1º	1,26 Hz	x
2º	2,17 Hz	x
3º	2,71 Hz	x
4º	3,10 Hz	x
5º	3,25 Hz	y

- 2º Modo de vibração



- 3º Modo de vibração



- 4º Modo de vibração

